



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

CENTRO DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MATHEUS VASCONCELOS DO NASCIMENTO

**UTILIZAÇÃO DO PRESSIÔMETRO DE MÉNARD NO ESTUDO DAS AREIAS
CARBONÁTICAS DO LITORAL CEARENSE**

FORTALEZA

2026

MATHEUS VASCONCELOS DO NASCIMENTO

UTILIZAÇÃO DO PRESSIÔMETRO DE MÉNARD NO ESTUDO DAS AREIAS
CARBONÁTICAS DO LITORAL CEARENSE

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura.

FORTALEZA

2026

MATHEUS VASCONCELOS DO NASCIMENTO

UTILIZAÇÃO DO PRESSIÔMETRO DE MÉNARD NO ESTUDO DAS AREIAS
CARBONÁTICAS DO LITORAL CEARENSE

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura.

Aprovada em: 08/01/2026.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Erinaldo Hilário Cavalcante (Examinador externo)
Universidade Federal de Sergipe (UFS)

Prof. Dr. Fernando Feitosa Monteiro (Examinador externo)
Universidade Estadual de Campinas (Unicamp)

Prof. Dr. Mariana Vella Silveira (Examinador interno)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

A minha mãe Celeste, por todo o amor e
dedicação.

AGRADECIMENTOS

À minha esposa Cintia, por ter me acompanhado durante essa caminhada, pelo seu apoio incondicional, dedicação, paciência e companheirismo em todos os momentos.

Aos meus irmãos, Camila, Danilo e Jamille, que sempre acreditaram em mim e me apoiaram sempre que precisava.

Ao meu orientador, Alfran Sampaio Moura, por seu incrível espírito humanitário, pela paciência e por compartilhar tantos conhecimentos e experiências no decorrer do curso e na orientação para este trabalho. Seu conhecimento, dedicação e exemplo permanecerão como referência em minha formação acadêmica.

Ao professor César Ulisses Vieira Veríssimo, registro meus sinceros agradecimentos pelo apoio, pelos valiosos ensinamentos e pelas contribuições prestadas ao longo do desenvolvimento desta pesquisa.

Ao Professor Erinaldo Hilário Cavalcante, expresso minha profunda gratidão pela generosidade na transmissão de seus conhecimentos e pelas fundamentais contribuições que enriqueceram a trajetória desta pesquisa.

A todos os professores do programa de pós-graduação em Geotecnia, por contribuírem significativamente para a formação do meu caráter e no meu crescimento acadêmico e profissional.

Ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, por prestigiar-me com uma vaga.

Ao meu amigo André Leilson, cujo apoio tem sido fundamental nos momentos da minha vida acadêmica e profissional. Pelo companheirismo, conhecimentos compartilhados, experiências vividas e lições valiosas sou grato por sua amizade.

Ao meu amigo Samuel Porfírio, pelas consultorias diversas prestadas durante a realização desse mestrado e pelo apoio na realização dos ensaios de campo dessa dissertação sou grato.

A Diana Rodrigues e Gabriela Azevedo, pelo auxílio e apoio no desenvolvimento dessa pesquisa. Grato pela amizade e pelos conhecimentos compartilhados.

Aos amigos que fiz durante a jornada no mestrado, Lucas Pereira, Marcos Maia, Miguel Oliveira, Rodolfo Cavalcante, Ana Carolina, Antonino Ripardo, Cíntia Castro, Erivano Passos, Ana Sousa, João Victor, Claver Pinheiro, Dalila Almeida e Konstantinos Polemis, sou grato pelo apoio no decorrer deste trabalho.

Aos amigos do Laboratório de Mecânica dos solos e Pavimentação (LMSP), Roberto, por sua simpatia e hospitalidade. Ao laboratorista Anselmo, por sua amizade, apoio e companheirismo. A Aninha, por seu apoio ao sempre trazer à tona assuntos relevantes em nossos momentos de conversa. Ao companheiro, *in memoriam*, Francisco da Silva, mais conhecido como Ciroca, por sua amizade e conversas tomando um café. Sou grato pela vida de todos vocês.

Agradeço também ao apoio financeiro da PETROBRAS, efetivado através de termo de cooperação de P&D (no âmbito do PD-00553-0069/2021) que atende à obrigação da Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL).

A todos aqueles que me ajudaram o meu sincero agradecimento.

“Para um autêntico samurai não existem as tonalidades cinza no que se refere a honra e justiça, só existe o certo e o errado.” (Bushido)

RESUMO

Na presente pesquisa investiga-se o comportamento tensão–deformação de areias carbonáticas submetidas ao ensaio Pressiométrico de Ménard, com o objetivo de determinar parâmetros geotécnicos representativos para esses solos atípicos. A pesquisa foi desenvolvida em areias marinhas com diferentes teores de carbonato, típicas de ambientes costeiros do Nordeste brasileiro, cuja estrutura e cimentação influenciam a resposta mecânica do solo. O estudo insere-se no contexto da expansão da energia eólica offshore no país, buscando fornecer subsídios técnicos para o dimensionamento seguro e econômico de fundações sobre solos arenosos carbonáticos. Foram realizados ensaios pressiométricos do tipo Ménard nas praias de Moitas, em Amontada/CE, e nas praias de Caiçara, Redonda e Retiro Grande, em Icapuí/CE. Esses ensaios possibilitaram a obtenção dos parâmetros de deformabilidade (E_M , E , G) e de resistência (σ_{h0} , P_f , P_l e ϕ'). Analisou-se a variação desses parâmetros com a profundidade e com o teor de carbonato presente nas amostras, visando compreender uma possível influência da composição mineralógica na resposta tensão–deformação dos solos. Os parâmetros obtidos foram aplicados na estimativa da capacidade de carga e dos recalques de uma fundação de aerogerador offshore do tipo gravidade, com base em metodologias analíticas consagradas e comparações com previsões derivadas de sondagens SPT. Os resultados indicaram, preliminarmente, que o aumento do teor de carbonato tende a elevar a rigidez inicial e a resistência limite, refletindo em maiores valores de módulo pressiométrico e de pressão limite. As previsões de capacidade de carga baseadas no ensaio pressiométrico mostraram-se, em média, inferiores às obtidas pelo SPT, evidenciando a obtenção de previsões mais conservadoras quando da utilização de ensaios PMT nas areias carbonáticas investigadas. Conclui-se que o Pressiômetro de Ménard constitui uma ferramenta eficaz na avaliação da deformabilidade e resistência de areias carbonáticas, especialmente para o dimensionamento de fundações offshore por gravidade. Diante das condições específicas da região estudada, tal tipologia de fundação demonstra-se tecnicamente viável para a instalação de aerogeradores. O estudo não apenas amplia o conhecimento sobre o comportamento desses solos, como também ratifica a relevância da difusão do ensaio pressiométrico nos cenários geotécnicos regional e nacional.

Palavras-chave: Investigação geotécnica; Pressiômetro de Ménard; Areias carbonáticas; Aerogeradores.

ABSTRACT

This research investigates the stress-strain behavior of carbonate sands subjected to the Ménard pressuremeter test, aiming to determine representative geotechnical parameters for these atypical soils. The research was developed on marine sands with different carbonate contents, typical of coastal environments in Northeast Brazil, whose structure and cementation influence the mechanical response of the soil. The study is situated within the context of the expansion of offshore wind energy in the country, seeking to provide technical support for the safe and economical design of foundations on carbonate sandy soils. Ménard pressuremeter tests were carried out on the beaches of Moitas, in Amontada/CE, and on the beaches of Caiçara, Redonda and Retiro Grande, in Icapuí/CE. These tests allowed for the determination of deformability parameters (E_M , E , G) and resistance parameters (σ_{h0} , P_f , P_l e ϕ'). The variation of these parameters with depth and carbonate content in the samples was analyzed to understand a possible influence of mineralogical composition on the stress-strain response of the soils. The parameters obtained were applied to estimate the bearing capacity and settlements of an offshore gravity wind turbine foundation, based on established analytical methodologies and comparisons with predictions derived from SPT soundings. The results preliminarily indicated that increasing the carbonate content tends to increase the initial stiffness and ultimate strength, reflecting in higher values of pressuremeter modulus and ultimate pressure. The bearing capacity predictions based on the pressuremeter test were, on average, lower than those obtained by SPT, highlighting the obtaining of more conservative predictions when using PMT tests on the investigated carbonate sands. It is concluded that the Ménard Pressuremeter is an effective tool in evaluating the deformability and strength of carbonate sands, especially for the design of offshore gravity foundations. Given the specific conditions of the region studied, this type of foundation proves to be technically viable for the installation of wind turbines. The study not only expands knowledge about the behavior of these soils, but also confirms the relevance of disseminating pressuremeter testing in regional and national geotechnical scenarios.

Keywords: Geotechnical investigation; Ménard Pressuremeter; Carbonate sands; Wind turbines.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Sedimentos carbonáticos em locais offshore.	28
Figura 2 – Primeira sonda desenvolvida por Kögler em 1930.	29
Figura 3 – Estrutura do pressiômetro desenvolvido por Ménard, em 1957.	30
Figura 4 – Artigo de Ménard, L. apresentando o pressiômetro.	32
Figura 5 – Esquema da sonda utilizada no pressiômetro de Ménard.	33
Figura 6 – Diagrama geral da sonda do pressiômetro de Briaud.....	35
Figura 7 – Detalhes da sonda auto-perfurante.	36
Figura 8 - Esquema do cone-pressiométrico.	38
Figura 9 - Curva pressiométrica ideal do ensaio de Ménard.	40
Figura 10 - Definição das tensões principais.....	41
Figura 11 - Definição dos deslocamentos.	42
Figura 12 - Curvas pressiométricas em função da qualidade do furo.	46
Figura 13 - Rigidez obtida a partir de um ciclo de descarga-recarga.	47
Figura 14 - Simulação da curva pressão – deslocamento radial para argilas.	48
Figura 15 - Simulação da curva pressão radial – deslocamento radial para areias.	49
Figura 16 - Exemplo de curva de calibração da sonda.	51
Figura 17 - Curva de calibração - perda de volume na aparelhagem.	52
Figura 18 - Influência do diâmetro do furo nas curvas pressiométricas.....	55
Figura 19 - Curva pressiométrica corrigida da NF P 94-110-1.	56
Figura 20 - Curva pressiométrica com laço de descarregamento-recarregamento.....	58
Figura 21 - Método gráfico para determinação de σ_{h0}	61
Figura 22 - Método gráfico para estimativa da pressão limite.	62
Figura 23 - Exemplo de curva de fluência típica.	66
Figura 24 - Fundação do tipo Base de Gravidade.	74
Figura 25 - Solicitação do solo por fundação superficial - expansão esférica.	76
Figura 26 - Solicitação do solo por sonda pressiométrica - expansão cilíndrica.....	76
Figura 27 - Fundação sobre maciço composto de duas camadas.	78
Figura 28 - Valores do fator k para a capacidade de carga.....	79
Figura 29 - Ábaco para obtenção de k segundo Briaud.....	79
Figura 30 - Decomposição do solo em camadas para análise de recalques.	82
Figura 31 - Localização das praias de Icapuí/CE.	84
Figura 32 - Localização da praia de Moitas em Amontada/CE.....	85

Figura 33 - Vista da Praia de Moitas, Amontada/CE.	86
Figura 34 - Vista das praias de Caiçara (a), Redonda (b) e Retiro Grande (c).	87
Figura 35 - Perfis de <i>Nspt</i> (a) Caiçara, (b) Retiro grande (c) Moitas.	88
Figura 36 - Calcímetro de Bernad modificado.	91
Figura 37 - Pressiômetro de Ménard.	92
Figura 38 - Partes da sonda pressiométrica.	93
Figura 39 - Curva típica de resistência da membrana da célula central.	94
Figura 40 - Sonda inflada ao ar livre.	94
Figura 41 - Detalhes da Unidade de Controle - UC.	95
Figura 42 - Três principais tipos de sistemas de tubulação.	97
Figura 43 - Detalhe da saturação da sonda.	98
Figura 44 - Curva típica de calibração de perda de volume do sistema.	99
Figura 45 - Curva típica de calibração de perda de pressão da sonda.	99
Figura 46 - Curvas de calibração de Perda de volume e Pressão.	100
Figura 47 - Execução do furo para o ensaio PMT-1.	101
Figura 48 - Furo para o ensaio PMT-2.	101
Figura 49 - Execução do furo para o ensaio PMT-3.	101
Figura 50 - Execução do furo para o ensaio PMT-4.	102
Figura 51 - Trado manual do tipo concha de 65 mm de diâmetro.	102
Figura 52 - Curva pressiométrica típica bruta e corrigida.	104
Figura 53 - Membrana da sonda rasgada.	107
Figura 54 - Curva de calibração de perda de pressão do PMT-1 e PMT-3.	109
Figura 55 - Curva de calibração de perda de pressão do PMT-2 e PMT-4.	109
Figura 56 - Curva de calibração de perda de volume.	110
Figura 57 - Curvas pressiométricas corrigidas do ensaio PMT-1.	111
Figura 58 - Curvas pressiométricas corrigidas do ensaio PMT-2.	113
Figura 59 - Curvas pressiométricas corrigidas do ensaio PMT-3.	114
Figura 60 - Curvas pressiométricas corrigidas do ensaio PMT-4.	115
Figura 61 - Perfil de tensão horizontal no repouso (σ_{h0}).	116
Figura 62 - Perfil da pressão limite (<i>Pl</i>).	118
Figura 63 - Perfil da pressão de fluência (<i>Pf</i>).	119
Figura 64 - Perfil do módulo pressiométrico inicial (<i>EM</i>).	121
Figura 65 - Perfil do módulo de deformabilidade (<i>E</i>).	122
Figura 66 - Perfil do módulo de cisalhamento pressiométrico (<i>G</i>).	123

Figura 67 - Perfil do ângulo de atrito efetivo (Φ').	124
Figura 68 - Modelo geológico-geotécnico para Icapuí.....	129
Figura 69 - Dimensões da fundação de gravidade analisada.....	130
Figura 70 - Diagrama de tensões trapezoidal.	133
Figura 71 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-1, para $z=1,0$ m.	152
Figura 72 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-1, para $z=2,0$ m.	152
Figura 73 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-1, para $z=3,0$ m.	153
Figura 74 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-1, para $z=4,0$ m.	153
Figura 75 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-1, para $z=5,0$ m.	154
Figura 76 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-1, para $z=6,0$ m.	154
Figura 77 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-1, para $z=7,0$ m.	155
Figura 78 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-1, para $z=8,0$ m.	155
Figura 79 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-2, para $z=1,0$ m.	156
Figura 80 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-2, para $z=2,0$ m.	156
Figura 81 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-2, para $z=3,0$ m.	157
Figura 82 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-3, para $z=1,0$ m.	157
Figura 83 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-3, para $z=2,0$ m.	158
Figura 84 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-3, para $z=3,0$ m.	158
Figura 85 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-3, para $z=4,0$ m.	159
Figura 86 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-4, para $z=1,0$ m.	159
Figura 87 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-4, para $z=2,0$ m.	160
Figura 88 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-4, para $z=3,0$ m.	160
Figura 89 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-4, para $z=4,0$ m.	161
Figura 90 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-4, para $z=5,0$ m.	161
Figura 91 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-4, para $z=6,0$ m.	162
Figura 92 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-4, para $z=7,0$ m.	162
Figura 93 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-4, para $z=8,0$ m.	163
Figura 94 - Influência do teor de carbonato sobre os parâmetros do PMT-1.....	164
Figura 95 -Relação entre teor de CaCO_3 x parâmetros PMT-1.	166
Figura 96 - Matriz de correlação para PMT-1.....	166
Figura 97 - Influência do teor de carbonato sobre os parâmetros do PMT-2.....	167
Figura 98 - Relação entre teor de CaCO_3 x parâmetros PMT-2.	168
Figura 99 - Matriz de correlação para PMT-2.....	169
Figura 100 - Influência do teor de carbonato sobre os parâmetros do PMT-3.....	170

Figura 101 - Relação entre teor de CaCO ₃ x parâmetros PMT-3.	171
Figura 102 - Matriz de correlação para PMT-3.	172
Figura 103 - Influência do teor de carbonato sobre os parâmetros do PMT-4.	173
Figura 104 - Relação entre teor de CaCO ₃ x parâmetros PMT-4.	174
Figura 105 - Matriz de correlação para PMT-4.	175
Figura 106 - Areia quartzosa (a) e carbonática (b) no estereomicroscópio.	179
Figura 107 - Areias da praia de Caiçara (a), Redonda (b) e Retiro grande (c).	180
Figura 108 - MEV - Areia da Barra do Ceará (a) Composição química (b).	182
Figura 109 - MEV – Areia da Praia de Caiçara (a) Composição química (b).	183
Figura 110 - MEV – Areia Praia da redonda (a) Composição química (b).	185
Figura 111 - MEV – Areia Praia de Retiro grande (a) Composição química (b).	186
Figura 112 - MEV – Areia Praia de Moitas (a) Composição química (b).	188

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Evolução histórica do pressiômetro.....	31
Tabela 2 - Estimativa da pressão limite.....	50
Tabela 3 - Fator reológico (α) segundo Ménard (1975).	60
Tabela 4 - Identificação do solo por meio da relação EM/Pl	69
Tabela 5 - Valores típicos de Pl' e EM para solos.	69
Tabela 6 - Vantagens e desvantagens do ensaio pressiométrico.	71
Tabela 7 - Trabalhos sobre o pressiômetro em solos carbonáticos.	72
Tabela 8 - Fatores de forma para fundações superficiais.	81
Tabela 9 - Fator reológico para vários tipos de solo.....	81
Tabela 10 - Lista de componentes do sistema da Unidade de Controle.....	96
Tabela 11 - Calibrações de Perda de volume e pressão.....	108
Tabela 12 - Valores de tensão horizontal no repouso (σ_{h0}).	116
Tabela 13 - Valores de pressão limite (Pl).....	117
Tabela 14 - Valores de pressão de fluência (Pf).....	119
Tabela 15 - Valores de módulo pressiométrico (EM).	120
Tabela 16 - Valores de módulo de elasticidade (E).....	122
Tabela 17 - Valores de módulo cisalhante (G).	123
Tabela 18 - Valores de ângulo de atrito efetivo (Φ').....	124
Tabela 19 - Identificação do perfil do solo – PMT-1.	125
Tabela 20 - Identificação do perfil do solo – PMT-2.	125
Tabela 21 - Identificação do perfil do solo – PMT-3.	125
Tabela 22 - Identificação do perfil do solo – PMT-4.	126
Tabela 23 - Parâmetros obtidos com o pressiômetro.....	127
Tabela 24 - Valores de referência para areias quartzosas.....	128
Tabela 25 - Parâmetros geotécnicos do modelo.	130
Tabela 26 - Dimensões e cargas consideradas na fundação de gravidade.....	131
Tabela 27 - Estimativa da tensão admissível do sistema solo-fundação.	136
Tabela 28 - Estimativa do recalque com base no PMT.	137
Tabela 29 - Estimativa do recalque com base na teoria da elasticidade.....	139
Tabela 30 – Resumo de recalques para a tensão média.....	139
Tabela 31 - Recalques para tensão estática (σ_e), média ($\sigma_{méd}$) e máxima ($\sigma_{máx}$).....	139
Tabela 32 - Primeiras observações das variáveis do PMT-1.....	165

Tabela 33 - Primeiras observações das variáveis do PMT-2.....	168
Tabela 34 - Primeiras observações das variáveis do PMT-3.....	171
Tabela 35 - Primeiras observações das variáveis do PMT-4.....	174
Tabela 36 - Coeficientes de correlação estatística.....	177
Tabela 37 - Elementos de composição - Barra do Ceará.....	182
Tabela 38 - Elementos de composição - Praia de Caiçara (PMT-1).	184
Tabela 39 - Elementos de composição – Redonda (PMT-2).....	186
Tabela 40 - Elementos de composição – Retiro Grande (PMT-3).	187
Tabela 41 - Elementos de composição – Moitas (PMT-4).....	189
Tabela 42 - Composição elementar das amostras (%) via EDS.	189

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIATURAS

a_0	Raio inicial do furo
u_0	Variação do raio inicial do furo
γ_c	Distorção angular
$\varepsilon_{\theta\theta}$	Deformação circunferencial
ε_c	Extensão da cavidade
ε_{rr}	Deformação radial
ε_{zz}	Deformação vertical
B'	Menor lado da fundação de referência.
$CaCO_3$	Carbonato de cálcio.
$D_{ferramenta}$	Diâmetro da ferramenta de perfuração
D_{furo}	Diâmetros do furo
D_i	Diâmetro interno do tubo de calibração
D_{sonda}	Sonda desinflada
E_M	Módulo de elasticidade pressiométrico (ou de Ménard)
E_a	Módulo cíclico médio
$E_{amolgado}$	Módulo de elasticidade do solo amolgado
E_c	Módulo pressiométrico dentro da zona do tensor esférico.
E_d	Módulo pressiométrico dentro da zona do tensor desviador.
$E_{intacto}$	Módulo de elasticidade do solo intacto
$E_{p/q}$	Média harmônica dos módulos das camadas p e q.
E_r	Módulo de recarregamento
E_r	Módulo pressiométrico cíclico
G_r	Módulo secante na recarga
G_u	Módulo secante na descarga
G_{ur}	Módulo secante médio
H_{eq}	Embutimento equivalente da fundação.
I_h	Fator de espessura da camada compressível.
I_d	Fator de profundidade.
I_s	Fator de forma.
$I_{\varepsilon i}$	Índice de deformação específica.
N_2	Gás nitrogênio

N_{SPT}	Índice de resistência a penetração
N_{SPT}	Índice de resistência a penetração.
P_0	Pressão inicial de Ménard
PL_M	Pressão limite de Ménard
P_e	Carga estática equivalente.
P_f	Pressão de fluência
P_f'	Pressão de fluência efetiva
$P'_{l,cl}$	Pressão limite efetiva na expansão cilíndrica
$P'_{l,eff}$	Pressão limite efetiva na expansão esférica
P_l	Pressão limite
P_l	Pressão limite
P_l'	Pressão limite efetiva
P'_{le}	Pressão limite equivalente
P_{tu}	Pressão limite de ruptura da membrana
Q_r	Tensão de ruptura na base da sapata
S_u	Resistência não drenada do solo
V_1	Volume correspondente ao início do trecho elástico
V_2	Volume correspondente ao final do trecho elástico
V_c'	Volume expandido da sonda
V_c	Volume inicial da célula central da sonda
V_s	Volume da sonda desinflada
V_c	Volume corrigido
V_e	Volume no início do segmento
V_e'	Volume no final do segmento
V_i	Volume qualquer
V_r	Volume medido
e_c	Excentricidade gerada pelo momento aplicado
f_l	Fator de espessura compressível
f_m	Faixa de variação da frequência de excitação
f_n	Frequência natural
f_s	Fator de forma
f_t	Fator de tempo de recalque
k_0	Coefficiente de empuxo no repouso

$k_{corrida}$	Fator de correção para sapatas corridas
$k_{retangular}$	Fator de correção para sapatas retangulares
m'	Coefficiente de fadiga
m_e	Menor valor de m_i
m_i	Coefficiente angular qualquer
p_1	Pressão correspondente ao início do trecho elástico
p_2	Pressão correspondente ao final do trecho elástico
p_h	Pressão hidráulica
p_e	Pressão de resistência da membrana
p_e	Pressão no início do segmento
p'_e	Pressão no final do segmento
p_i	Pressão qualquer
p_r	Pressão bruta registrada
q_a	Tensão média aplicada
q_c	Resistência de ponta do cone Penetration test
t_{max1}	Tensão de cisalhamento no plano horizontal
t_{max2}	Tensão de cisalhamento no plano vertical radial
t_{max3}	Tensão de cisalhamento no plano vertical perpendicular ao vertical radial
v'	Coefficiente dinâmico
w_{adm}	Recalque admissível
z_1	Embutimento equivalente relativo à camada menos resistente
z_s	Cota do centro da sonda durante o ensaio
Δ_{zi}	Espessura da camada i
λ_c	Fator de forma esférico
λ_d	Fator de forma desviador
σ_{0h}	Tensão horizontal
σ_{0v}	Tensão vertical
σ_{h0}	Tensão horizontal no repouso
$\sigma_{\theta\theta}$	Tensão circunferencial
σ_{V0}	Tensão vertical total no nível da fundação
σ_{adm}	Tensão admissível
σ_{aplic}	Tensão aplicada pela fundação ao solo
σ_e	Tensão estática

$\sigma_{m\acute{a}x}$	Tensão máxima aplicada ao solo pela fundação
$\sigma_{m\acute{a}x}$	Tensão máxima
$\sigma_{m\acute{e}d}$	Tensão média
$\sigma_{m\acute{i}n}$	Tensão mínima aplicada ao solo pela fundação
σ_{rr}	Tensão radial
σ_{zz}	Tensão vertical
$\Delta\gamma_c$	Varição da distorção angular
A	rea da sapata
a	Fator de perda de volume do pressimetro
AFNOR	Association Française de Normalisation
ANEEL	Agência Nacional de Energia Elétrica
ASTM	American Society for Testing and Materials
B	Largura ou diâmetro da fundação
c	Coesão do solo
c'	Coesão efetiva do solo
CBEE	Código Brasileiro de Energia Elétrica
COPPE	Programa de Pós-graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CPT	Cone Penetration Test
CPV	Central de Pressão e Volume
CPV	Controle de pressão e volume
D	Deslocamento esttico proposto por Décourt (1992)
E	Módulo de elasticidade
FWD	Falling Weight Deflectometer
G	Módulo secante
k	Fator de capacidade de carga
L	Comprimento da célula central
L/D	Relação comprimento/diâmetro da sonda
MC	Mohr-Coulomb
MCTI	Ministério da Ciência, Tecnologia e Informação
NF	Norma Francesa
ρ	Posição radial
P	Pressão
PMT	Pressimetro

q'	Tensão líquida aplicada a fundação
r	Distância radial do ponto até o eixo z
r	Recalque total
SPT	Standard Penetration Test
u	Deslocamento radial
UC	Unidade de controle
UFC	Universidade Federal do Ceará
UFCG	Universidade Federal de Campina Grande
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
Unicamp	Universidade Estadual de Campinas
v	Deslocamento circunferencial
V	Esforço vertical na fundação
w	Deslocamento vertical
w	Recalque
z	Altura, como no sistema cartesiano
α	Fator reológico de Ménard
δ	Varição do volume injetado durante o ensaio
θ	Ângulo no plano xy com o eixo x
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo
β	Multiplicador de m_e
γ	Peso específico do solo.
m	Coefficiente angular
s	Recalque pela teoria da elasticidade.
ν	Coefficiente de Poisson

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	25
1.1	Considerações iniciais.....	25
1.2	Objetivos.....	27
1.2.1	Objetivo geral	27
1.2.2	Objetivos específicos	27
1.2.3	Estrutura do trabalho.....	27
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	28
2.1	Considerações iniciais.....	28
2.1.1	Areias carbonáticas.....	28
2.1.2	Breve histórico do pressiômetro	29
2.2	Tipos de Pressiômetro	31
2.2.1	Pressiômetro de Ménard	31
2.2.2	Pressiômetro de Briaud.....	33
2.2.3	Pressiômetro Auto-perfurante.....	35
2.2.4	Cone Pressiométrico	36
2.3	O ensaio pressiométrico no Brasil.....	38
2.4	O ensaio pressiométrico	39
2.4.1	Fundamentação teórica	40
2.4.2	Concepção do ensaio pressiométrico.....	49
2.4.2.1	<i>Calibrações.....</i>	<i>51</i>
2.4.2.2	<i>Preparação do furo.....</i>	<i>54</i>
2.5	Parâmetros obtidos no ensaio pressiométrico.....	56
2.5.1	Parâmetros de Deformabilidade	56
2.5.1.1	<i>Módulo pressiométrico (EM)</i>	<i>56</i>
2.5.1.2	<i>Módulo Pressiométrico cíclico (Er).....</i>	<i>58</i>
2.5.1.3	<i>Módulo de Elasticidade (E).....</i>	<i>59</i>
2.5.1.4	<i>Módulo de deformação cisalhante (G).....</i>	<i>60</i>
2.5.2	Parâmetros de resistência.....	60
2.5.2.1	<i>Tensão horizontal no repouso</i>	<i>60</i>
2.5.2.2	<i>Pressão limite</i>	<i>62</i>
2.5.2.3	<i>Métodos de extrapolação.....</i>	<i>63</i>

2.5.2.4	<i>Pressão limite efetiva</i>	65
2.5.2.5	<i>Pressão de fluência</i>	65
2.5.2.6	<i>Ângulo de atrito</i>	66
2.5.3	Identificação do tipo de solo via Pressiômetro de Ménard.....	67
2.6	Principais vantagens e desvantagens do ensaio	69
2.7	Projetos de fundações superficiais offshore a partir do PMT	74
2.7.1	Fundação de aerogerador offshore de gravidade	74
2.7.2	Capacidade de carga a partir do PMT.....	75
2.7.3	Previsão de recalques.....	80
3	DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS UTILIZADOS E DA CAMPANHA DE ENSAIOS	84
3.1	Generalidades	84
3.2	Local dos ensaios	84
3.2.1	Generalidades	84
3.2.2	Aspectos Geológicos do local de estudo	85
3.2.3	Características geotécnicas do local de estudo	88
3.3	Campanha de ensaios	90
3.3.1	Generalidades	90
3.3.2	Ensaio Pressiométrico.....	92
3.3.2.1	<i>Equipamento utilizado</i>	92
3.3.2.2	<i>Unidade de Controle de Pressão e Volume (CPV)</i>	95
3.3.2.3	<i>Tubulações e Conexões</i>	96
3.3.2.4	<i>Preparação do equipamento</i>	97
3.3.2.5	<i>Execução do furo</i>	100
3.3.2.5.1	Pré-furo a trado	102
3.3.2.6	<i>Execução dos ensaios</i>	103
3.3.3	Interpretação dos resultados	103
3.3.3.1	<i>Módulos Pressiométricos (EM, Er)</i>	104
3.3.3.2	<i>Pressão limite (Pl) e Pressão limite efetiva (Pl')</i>	105
3.3.3.3	<i>Pressão de Fluência (Pf) e Pressão de Fluência Efetiva (Pf')</i>	105
3.3.3.4	<i>Tensão Horizontal no Repouso (σ_{h0})</i>	106
3.3.4	Dificuldades encontradas durante a realização dos ensaios	106
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	108

4.1	Considerações Iniciais	108
4.2	Curvas de Calibração	108
4.3	Curvas Pressiométricas do ensaio PMT-01	110
4.4	Curvas Pressiométricas do ensaio PMT-02	112
4.5	Curvas Pressiométricas do ensaio PMT-03	113
4.6	Curvas Pressiométricas do ensaio PMT-04	114
4.7	Parâmetros Pressiométricos	115
4.7.1	Avaliação da Tensão Horizontal no Repouso (σ_{h0})	115
4.7.2	Pressão Limite (P_l)	117
4.7.3	Pressão de Fluência (P_f)	118
4.7.4	Módulo Pressiométrico Inicial (EM)	120
4.7.5	Módulo de elasticidade (E)	121
4.7.6	Módulo Cisalhante (G)	123
4.7.7	Ângulo de atrito efetivo (Φ')	124
4.8	Identificação do tipo de solo a partir do pressiômetro	125
4.9	Resumo dos parâmetros geotécnicos	126
4.10	Modelo de aerogerador para estudo	128
4.11	Estimativa das tensões aplicadas pela fundação	131
4.11.1	Tensões aplicadas por cargas estáticas	131
4.11.2	Tensões aplicadas considerando a ação do vento e das ondas	132
4.12	Estimativa da tensão admissível do solo	134
4.12.1	Estimativa da tensão admissível do solo	134
4.12.2	Estimativa da tensão admissível do solo com base no PMT	136
4.13	Estimativa de Recalque	137
4.13.1	Estimativa do recalque com base no PMT	137
4.13.2	Estimativa do recalque com base na Teoria da Elasticidade	138
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	141
5.1	Conclusões	141
5.2	Sugestões	143
	REFERÊNCIAS	144
	APÊNDICE A – CURVAS PRESSIOMÉTRICAS	152
	APÊNDICE B – ANÁLISE ESTATÍSTICA PRELIMINAR	164

B.1	Influência do teor de carbonato	164
B.1.1	Parâmetros PMT-1 x Teor de $CaCO_3$ (%)	164
B.1.1.1	<i>Análise estatística do PMT-1</i>	165
B.1.1.2	<i>Relação entre Teor de $CaCO_3$ e parâmetros do PMT-1</i>	165
B.1.2	Parâmetros PMT-2 x Teor de $CaCO_3$ (%).....	167
B.1.2.1	<i>Análise estatística do PMT-2</i>	167
B.1.2.2	<i>Relação entre Teor de $CaCO_3$ e parâmetros do PMT-2</i>	168
B.1.3	Parâmetros PMT-3 x Teor de $CaCO_3$ (%).....	170
B.1.3.1	<i>Análise estatística do PMT-3</i>	170
B.1.3.2	<i>Relação entre Teor de $CaCO_3$ e parâmetros do PMT-3</i>	171
B.1.4	Parâmetros PMT-4 x Teor de $CaCO_3$ (%)	173
B.1.4.1	<i>Análise estatística do PMT-3</i>	173
B.1.4.2	<i>Relação entre Teor de $CaCO_3$ e parâmetros do PMT-4</i>	174
B.1.5	Interpretação dos resultados da análise estatística	176
B.1.5.1	<i>Correlações estatisticamente significativas ($p \leq 0,05$)</i>	176
B.1.5.2	<i>Correlações não significativas ($p > 0,05$)</i>	176
APÊNDICE C – ANÁLISE MICROSCÓPICA		179
C.1	Análise microscópica	179
C.2	Microscopia eletrônica de varredura.....	181
C.2.1	Areia quartzosa da Barra do Ceará	181
C.2.2	Areia da Praia de Caiçara (PMT-1)	183
C.2.3	Areia da Praia da Redonda (PMT-2)	184
C.2.4	Areia da Praia de Retiro Grande (PMT-3).....	186
C.2.5	Areia da Praia de Moitas (PMT-4)	187

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Com base na premissa de que, desde a antiguidade, o ser humano é motivado por necessidades e evolui resolvendo problemas, surge a consciência da importância de um conhecimento cada vez mais detalhado dos fenômenos ao seu redor. Esse princípio se aplica também à Geotecnia, onde o reconhecimento do subsolo para a implantação de infraestruturas é tão crucial quanto a construção em si. Quase todas as obras de engenharia transferem ao solo as cargas a que estão sujeitas. Em alguns casos, o solo é usado como material de construção (ex.: pavimentação); em outros, como nas fundações de edifícios, o solo integra o sistema da fundação. Para obras de Engenharia Civil, seja um estudo de viabilidade, projeto geotécnico, planejamento ou execução da construção, e até o monitoramento pós-construção, informações sobre o subsolo são necessárias, o que reforça a importância de um programa de investigações geotécnicas detalhado para o sucesso do projeto.

A determinação dos parâmetros do solo pode ser feita por ensaios em laboratório e/ou em campo. Nos ensaios laboratoriais, a qualidade da amostra é um desafio, pois esta sofre deformações (amolçamento) inevitáveis ao ser retirada de sua posição natural, especialmente em solos moles que exigem ferramentas específicas para coleta. Além disso, há mudanças de temperatura, entre outras. Assim, muitas vezes, a precisão do equipamento é irrelevante se a amostra não representar adequadamente as condições do solo. Daí a importância dos ensaios de campo, que preservam as características naturais do solo e, quando bem executados, fornecem resultados confiáveis. Embora os ensaios de campo não resolvam todos os problemas geotécnicos, eles são eficazes para análises racionais. Ensaios como provas de carga sobre estacas e placas e o CPT (Cone Penetration Test) são importantes, mas apresentam desvantagens, como o alto custo dos equipamentos, a robustez dos equipamentos, a necessidade de sistemas de reação adequados a depender da profundidade investigada e a operação por técnicos especializados.

No cenário global e brasileiro, o *Standard Penetration Test* (SPT) permanece como o ensaio mais difundido, devido à sua simplicidade, baixo custo e capacidade de fornecer um perfil estratigráfico com a classificação do solo. Contudo, o SPT é frequentemente criticado pela carência de uma base teórica robusta e pela variabilidade na energia aplicada, o que pode resultar em projetos sub ou superdimensionados (Schnaid; Odebrecht, 2012). Nesse contexto, pesquisas têm buscado aprimorar técnicas de campo, destacando-se o ensaio pressiométrico

como um método confiável para a obtenção de parâmetros de deformabilidade. Amplamente utilizado em países como França, Inglaterra e Estados Unidos, o pressiômetro de Ménard fundamenta-se na teoria da expansão de cavidades cilíndricas (Briaud, 1992; Clarke, 1995), conferindo-lhe um embasamento teórico superior ao de ensaios meramente empíricos.

No Brasil e no mundo, pesquisas têm buscado aprimorar técnicas de campo para a Engenharia Civil. O pressiômetro de Ménard é um método confiável para determinar parâmetros geotécnicos em campo, destacando-se na obtenção dos módulos de deformabilidade do solo. Em países como França, Inglaterra e Estados Unidos, o pressiômetro Ménard é amplamente utilizado em projetos geotécnicos com, por exemplo, fundações de edifícios, com base na teoria de Briaud *et al.* (1983), que destaca seu uso em mais de 300.000 construções públicas na França.

O ensaio pressiométrico, apesar de pouco difundido no Brasil, é relativamente simples e não requer equipamentos de grande porte, para a realização do ensaio, podendo ser executado com trado manual ou utilizando um tubo metálico ranhurado (Slotted tube). O pressiômetro permite determinar a relação tensão-deformação do solo ao expandir uma sonda inserida em um furo. A interpretação dos resultados se baseia na teoria elasto-plástica e deformação axissimétrica, também chamada de Teoria da expansão da cavidade cilíndrica, o que confere ao método uma base teórica robusta. O pressiômetro tem sido usado com sucesso em diversos problemas de fundação, especialmente em países que desenvolveram a técnica, como França e Inglaterra (Briaud, 1992; Clarke, 1995).

Com a crescente demanda energética, a produção de energia eólica tem se expandido, especialmente no Brasil, que possui condições favoráveis, reconhecidas pelo Código Brasileiro de Energia Elétrica (CBEE), pela Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL) e pelo Ministério da Ciência, Tecnologia e Informação (MCTI), para explorar esses recursos. Contudo, o país ainda depende de tecnologia estrangeira para a instalação de aerogeradores, sendo necessária a adaptação de modelos e investigações geotécnicas para solos brasileiros.

A motivação deste trabalho sustenta-se em três pilares: primeiro, a expectativa de utilizar o pressiômetro de Ménard como uma ferramenta sofisticada para ampliar o entendimento geomecânico dos solos locais; segundo a integração dos locais de estudo ao projeto de pesquisa da Universidade Federal do Ceará (UFC), de grande impacto para a região Nordeste; e, terceiro, o objetivo de embasar projetos de aerogeradores no litoral nordestino, visando a expansão da energia renovável. Para tanto, aplicam-se dados pressiométricos para a previsão da capacidade de carga e de recalques em fundações do tipo gravidade para aerogeradores *offshore* em solos arenosos carbonáticos

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral da pesquisa é determinar, com base em resultados de ensaios realizados com o Pressiômetro Ménard, os parâmetros geotécnicos de areias que apresentam carbonato ($CaCO_3$) em sua constituição.

1.2.2 Objetivos específicos

- Analisar o comportamento tensão versus deformação nos solos dos locais de estudo, a partir do ensaio pressiométrico do tipo Ménard;
- Determinar os parâmetros de deformabilidade e resistência do solo a partir do ensaio pressiométrico;
- Avaliar o perfil do solo em termos da variação dos parâmetros de deformabilidade (E_M , E_r , G) e dos parâmetros de resistência (σ_{ho} , P_f , P_l , ϕ') com a profundidade;
- Aplicar os parâmetros obtidos pelo pressiômetro na estimativa da capacidade de carga e do recalque de uma fundação de aerogerador offshore do tipo gravidade sobre solos arenosos carbonáticos e comparar com formulações propostas pela literatura técnica;
- Difundir a técnica do Pressiômetro de Ménard na região.

1.2.3 Estrutura do trabalho

O Capítulo 1 apresenta a introdução, fornecendo uma visão geral dos estudos realizados e dos objetivos da pesquisa, bem como a descrição dos conteúdos de cada capítulo.

O Capítulo 2 aborda a revisão bibliográfica sobre o tema da dissertação, destacando os fundamentos teóricos essenciais para a pesquisa.

O Capítulo 3 apresenta a descrição dos equipamentos utilizados e da campanha de ensaios. Descreve os aspectos experimentais, incluindo os equipamentos utilizados e a campanha de ensaios.

O Capítulo 4 é dedicado à apresentação e análise dos resultados.

No Capítulo 5 são apresentadas as conclusões do trabalho e sugestões para pesquisas futuras.

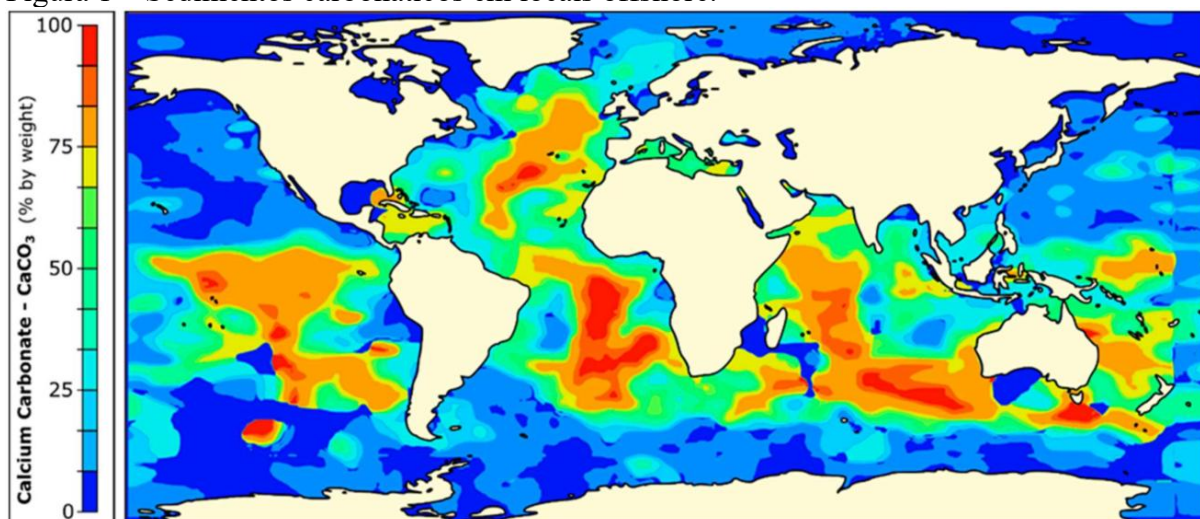
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações iniciais

2.1.1 Areias carbonáticas

Os solos carbonáticos constituem um grupo de materiais geológicos de grande relevância para a engenharia offshore contemporânea. Formados predominantemente por partículas de origem biogênica — fragmentos de conchas, corais, algas e esqueletos de organismos marinhos — esses sedimentos exibem propriedades físicas e mecânicas bastante distintas dos solos siliciclásticos convencionais (Randolph; Gourvenec, 2011). A Figura 1 mostra a distribuição desse solo no ambiente offshore do mundo.

Figura 1 – Sedimentos carbonáticos em locais offshore.



Fonte: Bhattacharya *et al.* (2021).

Segundo Poulos (1988), a presença significativa de carbonato de cálcio (CaCO₃), aliada à microestrutura altamente porosa e ao comportamento frágil das partículas, confere às areias carbonáticas características peculiares de compressibilidade, resistência e deformabilidade, quando comparadas as areias quartzosas, de modo que desafiam os métodos tradicionais de previsão de comportamento geotécnico.

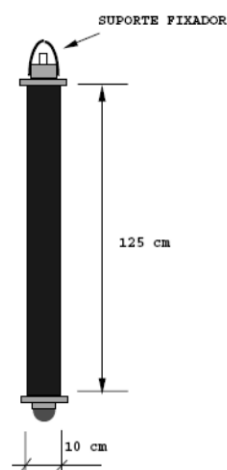
A crescente expansão da indústria offshore, motivada pela transição energética e pela necessidade de explorar fontes renováveis, como a energia eólica no mar, tem intensificado o interesse por pesquisas voltadas à compreensão desses materiais.

Nesse contexto, compreender o comportamento das areias carbonáticas sob carregamentos estáticos, cíclicos e dinâmicos é fundamental para o dimensionamento seguro de fundações de estruturas offshore — como estacas, sapatas e fundações de gravidade de aerogeradores — sujeitas a ações repetidas do vento, ondas e correntes.

2.1.2 Breve histórico do pressiômetro

O desenvolvimento do pressiômetro como equipamento na geotecnia tem um histórico que remonta a várias décadas, com contribuições notáveis desde os primeiros estudos de Franz Kögler em 1933. Kögler foi pioneiro ao utilizar um cilindro expansível para medir a resistência do solo diretamente em campo. O equipamento era composto de uma sonda de 125 cm de comprimento e 10 cm de diâmetro, cujas extremidades eram fixadas por discos metálicos, conforme ilustrado na Figura 2. Kögler inflou um gás sob pressão na sonda e mediu as variações volumétricas, para obter uma relação pressão-deformação. Entretanto, verificou-se que em função das pressões aplicadas não era possível uma interpretação adequada dos dados e como a deformação da cavidade não era cilíndrica, isso fez com que Kögler não levasse a diante o seu invento (Baguelin *et al.*, 1978).

Figura 2 – Primeira sonda desenvolvida por Kögler em 1930.

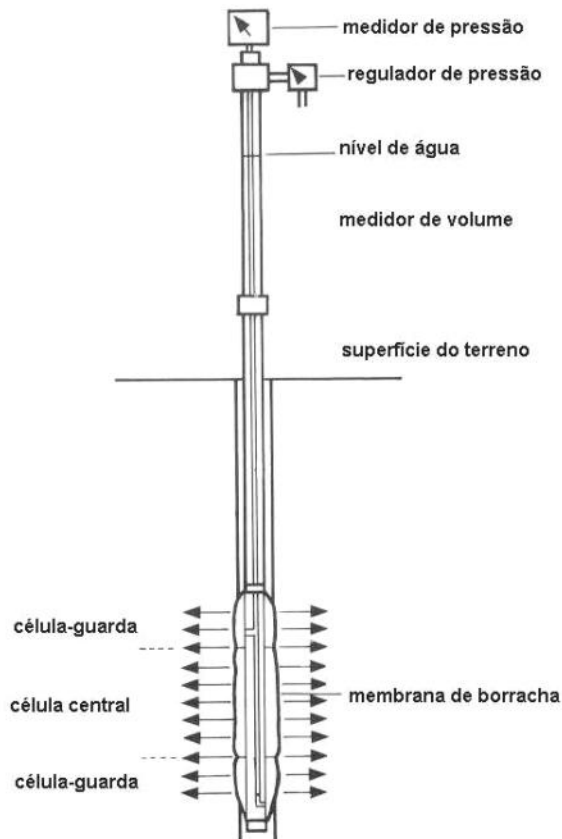


Fonte: Baguelin *et al.* (1978).

Posteriormente, na década de 1950, Louis Ménard aprimorou o conceito de Kögler, criando o Pressiômetro de Ménard, que se destacou como uma ferramenta robusta e prática para medir a resistência e a deformabilidade do solo no local, evitando os problemas associados ao desconfinamento das amostras comuns nos ensaios laboratoriais. Ménard não apenas refinou o

projeto do equipamento, mas também estabeleceu uma metodologia sistemática para interpretação dos dados obtidos, introduzindo parâmetros como o módulo pressiométrico (E_M) e a pressão limite (P_l), que tornaram o pressiômetro uma ferramenta padrão na avaliação da capacidade de carga de fundações (Ménard, 1957; Ménard, 1963). A Figura 3 ilustra a estrutura do primeiro pressiômetro desenvolvido por Ménard, em 1957.

Figura 3 – Estrutura do pressiômetro desenvolvido por Ménard, em 1957.



Fonte: Baguelin *et al.* (1978).

A partir dos anos 1970, o pressiômetro passou por novos aprimoramentos com a contribuição de diversos pesquisadores. Jean-Louis Briaud e Clarke foram figuras-chave que consolidaram o uso do pressiômetro em investigações geotécnicas mais complexas, expandindo sua aplicação para solos variados e diferentes contextos geotécnicos, incluindo o uso do equipamento em análises de fundações e estabilidade de taludes (Briaud, 1992; Clarke, 1995). Briaud, em particular, contribuiu para a popularização do PMT nos Estados Unidos e desenvolveu metodologias para correlação entre os parâmetros pressiométricos e os parâmetros tradicionais de resistência ao cisalhamento, como coesão e ângulo de atrito.

Outro avanço significativo foi a criação do pressiômetro autoperfurante por Hughes *et al.* (1977), desenvolvido para facilitar a realização de ensaios em solos onde a amostragem é dificultada pela sua consistência ou pelas condições de compactação. Esse modelo inovador possibilitou a realização de ensaios pressiométricos em solos mais moles e não-coesivos, áreas onde o método convencional enfrentava limitações. A adaptação de modelos e métodos ao longo dos anos contribuiu para que o pressiômetro se tornasse uma das ferramentas mais confiáveis para a obtenção de parâmetros geotécnicos em condições reais de campo, sendo amplamente utilizado em diferentes países para o dimensionamento seguro e econômico de fundações. A Tabela 1 apresenta a evolução histórica do pressiômetro.

Tabela 1 – Evolução histórica do pressiômetro.

Ano – Autor	País	Versão desenvolvida
1930 – Kögler	Alemanha	Pressiômetro de Kögler
1957 – Ménard	França	Pressiômetro Ménard
1959 – Fukuoka	Japão	Pressiômetro de furo prévio para obtenção de valores de módulo lateral
1965 – Ezequiel	França	Pressiômetro auto-perfurante (PAV)
1966 – Suyama	Japão	Pressiômetro de furo prévio (Elastômetro)
1971 – Wroth e Hughes	Inglaterra	Pressiômetro auto-perfurante (Cankometer)
1978 – Briaud e Shields	Canadá	Pressiômetro para projetos de pavimentos (Pencell)
1978 – Instituto Russo de fundações e bases do subsolo (NIOSP)	União Soviética	Pressiômetro automático (PA 108)
1978 – Instituto de petróleo francês	França	Pressiômetro de investigação offshore (PAM)
1982 – Briaud <i>et al.</i>	Estados Unidos	Pressiômetro de furo prévio e auto perfurante (Texam)
1982 – Laboratoire Central des Ponts et Chaussées	França	Pressio-penetrômetro para perfurações offshore rasas
1991 – Briaud	Estados Unidos	Pressiômetro para pavimentos – Pencil (versão aprimorada)

Fonte: Adaptação de Paiva (2000).

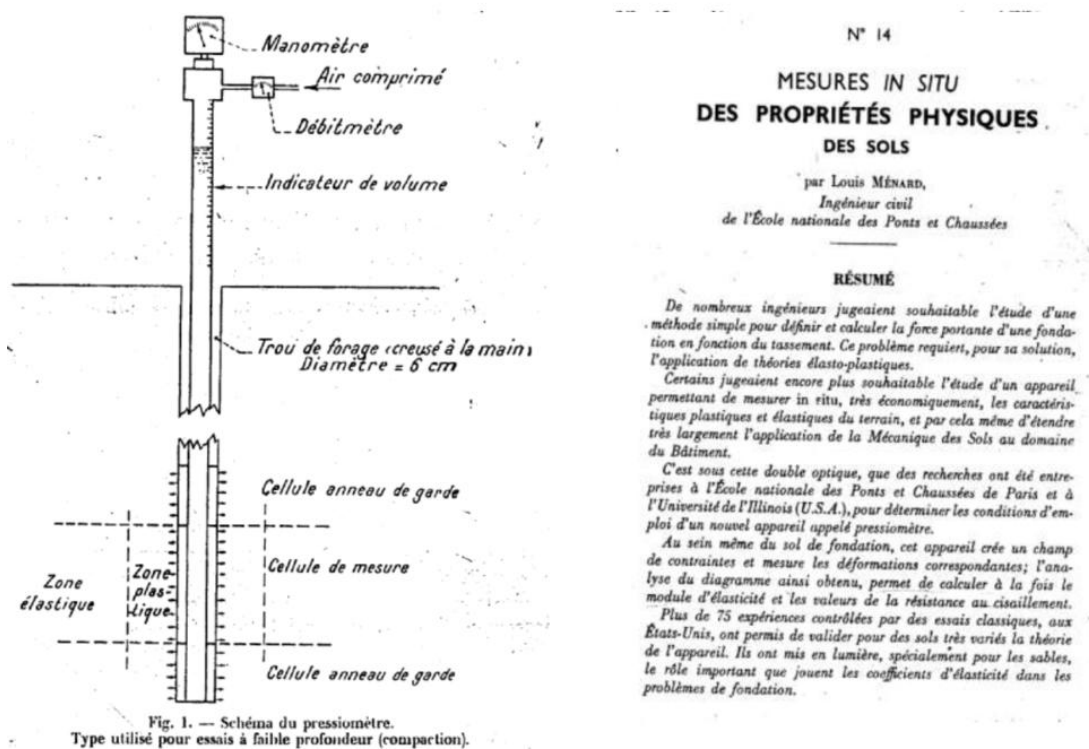
2.2 Tipos de Pressiômetro

2.2.1 Pressiômetro de Ménard

O termo “pressiômetro” foi introduzido pelo engenheiro francês Jean Louis Ménard em 1955, referindo-se a “um dispositivo cilíndrico projetado para aplicar uma pressão uniforme

nas paredes de um furo de sondagem, por meio de uma membrana flexível, promovendo a expansão de uma cavidade cilíndrica no solo” (Schnaid, 2000). Hoje, o pressiômetro é amplamente reconhecido como uma ferramenta singular em investigações geotécnicas, sendo especialmente útil para determinar o comportamento tensão-deformação do solo no campo, atingindo profundidades superiores às alcançadas pelo pressiômetro Briaud. A Figura 4 mostra o esquema do pressiômetro e a 1ª página do trabalho apresentado por Ménard em 1957.

Figura 4 – Artigo de Ménard, L. apresentando o pressiômetro.



Fonte: Ménard (1957).

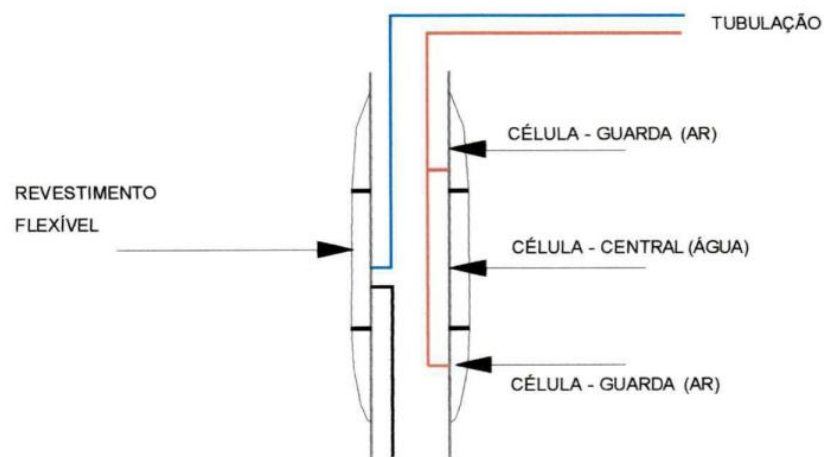
O equipamento é composto pelos seguintes elementos:

- Painel de controle de pressão e volume;
- Fonte de pressão (gás comprimido);
- Tubulação;
- Sonda pressiométrica tricelular, com diâmetro de 60 mm e comprimento de 450

mm.

No funcionamento do pressiômetro Ménard, um pré furo é realizado para inserção da sonda, sendo esta formada por um núcleo cilíndrico com três células independentes, constituídas por duas membranas de borracha sobrepostas (Figura 5). A célula central, preenchida com água proveniente do volumímetro, é chamada de célula de medição, enquanto as duas células externas, preenchidas com gás comprimido (N_2), são denominadas células guarda. Essas células se expandem radialmente, aplicando pressão nas paredes do solo, o que possibilita deslocamentos radiais controlados pelas células de guarda.

Figura 5 – Esquema da sonda utilizada no pressiômetro de Ménard.



Fonte: Clarke (1995).

O ensaio com o pressiômetro Ménard é relativamente simples em comparação com outros equipamentos, mas requer cuidados específicos para minimizar a perturbação do solo durante a perfuração, um fator crucial para garantir a qualidade dos ensaios. O método de perfuração depende das características do solo, de sua resistência e da presença do lençol freático. Em solos argilosos saturados, utiliza-se lama bentonítica para estabilizar o furo, embora este fluido possa alterar as condições do solo nas proximidades das paredes do furo. Em solos residuais não saturados, a prática no Brasil demonstra que o uso de trado manual é satisfatório para a perfuração (Schnaid & Rocha Filho, 1994).

2.2.2 Pressiômetro de Briaud

O pressiômetro de Briaud é um equipamento utilizado para medir a rigidez do solo, sendo amplamente aplicado em projetos e avaliações de pavimentos e também na obtenção de

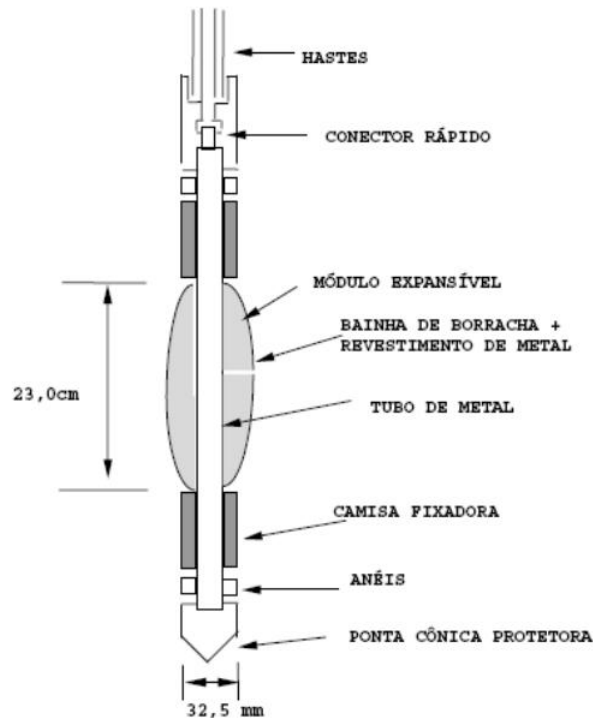
parâmetros geotécnicos para projetos de fundações superficiais. Conhecido como pressiômetro de pavimentação, esse modelo foi desenvolvido nos anos 1970 por Jean Louis Briaud na Universidade de Ottawa, com o objetivo de substituir o ensaio de prova de carga em placas por um método mais econômico e de fácil execução, capaz de fornecer parâmetros para o projeto de novas pistas de aeroportos e para a avaliação de pistas existentes no Canadá (Briaud & Shields, 1979).

Em 1980, no Texas, Briaud e Lytton investigaram o uso do pressiômetro em projetos de pavimentos rodoviários, através do Texas Department of Highway and Public Transportation, obtendo resultados satisfatórios que consolidaram o uso do equipamento e seu procedimento de ensaio. Na década de 1990, Briaud, Consentino e Terry correlacionaram os resultados dos ensaios pressiométricos com leituras deflectométricas obtidas pelo Falling Weight Deflectometer (FWD) e ensaios triaxiais cíclicos em aeroportos como College Station, San Antônio e Possum Kingdom, alcançando correlações significativas entre os parâmetros estruturais (Rodrigues, 1992).

Lucena *et al.* (1988) também exploraram o uso do pressiômetro de Briaud na pavimentação e na engenharia de fundações, demonstrando bons resultados na correlação entre o módulo de reação do subleito e a capacidade de carga determinada pelo ensaio de placas e pela pressão limite do pressiômetro. O equipamento consiste em uma sonda unicelular de 35 mm de diâmetro e 230 mm de comprimento, sistema de tubulação para injeção de água pressurizada, unidade de controle de pressão e volume, caixa metálica para proteção e uma fonte de pressão mecânica.

Operando sob deformação controlada, o pressiômetro de Briaud possui uma relação comprimento/diâmetro da sonda de 6,5, admitindo-se que a expansão da sonda se comporte como um cilindro de comprimento infinito. Essa característica permite aplicar os conceitos de expansão de cavidade cilíndrica, sendo o equipamento adequado para todos os tipos de solos. Briaud & Shields (1979) desenvolveram um procedimento detalhado para a realização e interpretação dos ensaios, aprimorando a aplicabilidade do equipamento em estudos de pavimentação e fundações. A Figura 6 apresenta um diagrama geral da sonda do pressiômetro de Briaud, no seu estado de expansão total.

Figura 6 – Diagrama geral da sonda do pressiômetro de Briaud.



Fonte: Baguelin *et al.* (1978).

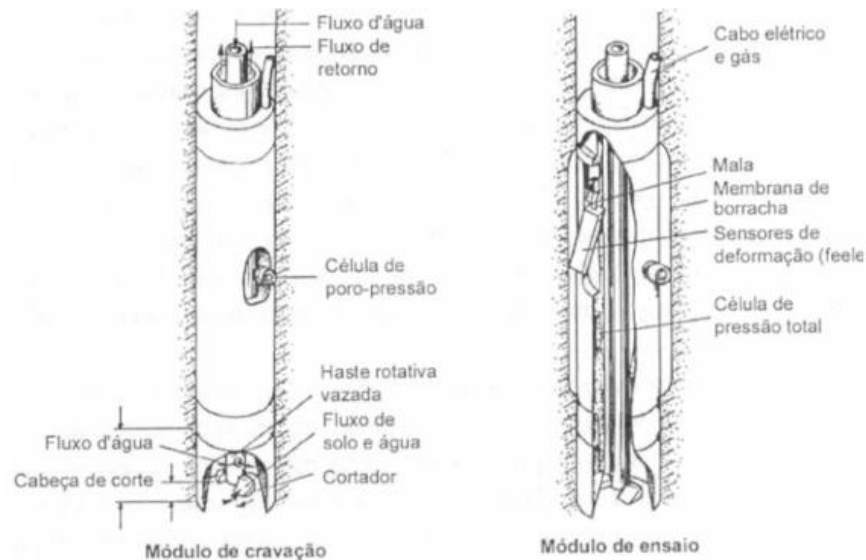
2.2.3 Pressiômetro Auto-perfurante

O pressiômetro autoperfurante representa um importante avanço na investigação geotécnica, projetado para contornar as limitações do método convencional de pré-furo, especialmente em solos moles e não coesivos, onde a abertura de um furo prévio pode provocar distúrbios significativos nas condições naturais do solo. Originalmente desenvolvido por Hughes *et al.* (1977), o pressiômetro autoperfurante permite a realização de ensaios pressiométricos diretamente no solo, sem a necessidade de um furo de sondagem prévio, o que reduz as interferências e aumenta a confiabilidade dos parâmetros obtidos.

Este tipo de pressiômetro utiliza uma sonda equipada com uma cabeça de perfuração integrada, possibilitando que o equipamento avance diretamente até a profundidade de interesse. Uma vez posicionada, a sonda é expandida radialmente, aplicando pressão uniforme nas paredes da cavidade e permitindo a obtenção de um estado de tensão equivalente ao de uma cavidade cilíndrica em expansão. Esse método facilita a obtenção de parâmetros, como o módulo pressiométrico (E_M) e a pressão limite (P_l), com menor distorção causada pelo desconfinamento do solo, comum no método de pré-furo (Clarke, 1995).

Segundo Briaud (1992), o pressiômetro autoperfurante apresenta vantagens substanciais para ensaios em solos arenosos e argilosos moles, onde a preservação das características naturais do solo é essencial para uma interpretação precisa dos resultados. A Figura 7 mostra os detalhes da sonda auto-perfurante.

Figura 7 – Detalhes da sonda auto-perfurante.



Fonte: Schnaid (2000).

Estudos de Baguelin *et al.* (1978) destacam ainda que o pressiômetro autoperfurante é eficaz em análises de estabilidade de taludes e no dimensionamento de pavimentos, onde a deformabilidade do solo é um fator crucial no comportamento estrutural a longo prazo. Embora o ensaio com o pressiômetro autoperfurante exija controle técnico rigoroso durante sua execução, ele oferece vantagens significativas em termos de rapidez e economia de equipamentos adicionais quando comparado ao método de pré-furo (Hughes, Wroth & Windle, 1977). Essas características tornam o pressiômetro autoperfurante uma ótima ferramenta para caracterizações geotécnicas de solos não coesivos e moles, que podem ser inadequados para métodos convencionais de amostragem.

2.2.4 Cone Pressiométrico

O pressiômetro do tipo cone pressiométrico é um equipamento que combina o princípio do ensaio pressiométrico com a capacidade de penetração direta no solo, semelhante ao ensaio de penetração com cone (CPT). Este tipo de pressiômetro foi projetado para proporcionar uma

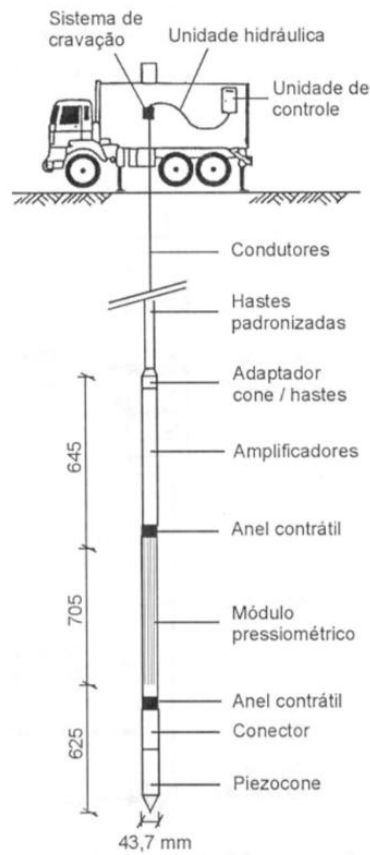
aplicação mais prática a investigação geotécnica, porque associa dois ensaios em um único equipamento. O cone pressiométrico consiste em uma sonda equipada com um sistema de penetração cônico, permitindo que o equipamento avance no solo até a profundidade desejada e realize o ensaio com mínima perturbação, preservando melhor as condições de campo do solo (Clarke, 1995).

O funcionamento do cone pressiométrico envolve a penetração da sonda no solo com um cone de ponta, que permite sua inserção direta, eliminando a necessidade de perfuração prévia. Uma vez na profundidade-alvo, o cone é retraído e a sonda pressiométrica é expandida radialmente, aplicando pressão controlada nas paredes do solo circundante. Esse método possibilita a obtenção de parâmetros como o módulo pressiométrico (E_M) e a pressão limite (P_l), com resultados altamente representativos das características de resistência e deformabilidade do solo. Como destaca Baguelin *et al.* (1978), a combinação do processo de penetração com a metodologia pressiométrica torna o cone pressiométrico adequado para solos coesivos e não coesivos, além de favorecer a execução do ensaio em condições complexas.

O cone pressiométrico tem se mostrado especialmente útil em solos onde o distúrbio causado pela pré-perfuração pode alterar as propriedades do solo, comprometendo a confiabilidade dos resultados. Briaud (1992) argumenta que esse tipo de pressiômetro é vantajoso em terrenos arenosos e argilosos, onde a integridade das propriedades naturais do solo é fundamental para a obtenção de parâmetros de resistência e comportamento tensão-deformação. O avanço controlado da sonda com cone, seguido do ensaio pressiométrico, permite uma caracterização confiável para estudos de capacidade de carga e previsões de recalque, sendo amplamente empregado na análise de fundações e em investigações de estabilidade de taludes.

Hughes *et al.* (1977) ressaltam ainda que o cone pressiométrico é uma opção eficiente para obter parâmetros geotécnicos em profundidades variáveis, com um controle técnico que permite ensaios precisos e rápidos, comparados ao pressiômetro convencional de pré-furo. A Figura 8 ilustra o cone-pressiométrico.

Figura 8 - Esquema do cone-pressiométrico.



Fonte: Lunne *et al.* (1997).

2.3 O ensaio pressiométrico no Brasil

O uso do pressiómetro no Brasil tem evoluído gradativamente, consolidando-se como uma ferramenta de destaque na geotecnia. Embora a experiência brasileira ainda seja incipiente em comparação com a expertise internacional, sua validação tem se baseado na comparação com outros ensaios de campo e laboratório. Os primeiros trabalhos com o pressiómetro remontam às décadas de 1970 e 1980, quando o Pressiómetro de Ménard começou a ser adotado em obras de infraestrutura no Brasil. Projetos como a construção de rodovias e obras de grande porte nas regiões Sudeste e Nordeste foram os primeiros a utilizar o equipamento, visando uma caracterização precisa dos parâmetros de resistência e deformabilidade do solo para o dimensionamento de fundações.

Universidades como a Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-RIO), Universidade Federal da Paraíba (UFPB), Universidade Estadual de Campinas (Unicamp) e Universidade Federal de Campina Grande (UFCG) desempenharam um papel importante na disseminação do uso do pressiómetro no Brasil, conduzindo estudos que mostraram suas

vantagens para ensaios de campo em solos residuais e arenosos, comuns no país. Entre os trabalhos pioneiros, destaca-se o realizado por Oliveira (1990) em Goiânia, durante a construção do Shopping Bougainville. Em 1992, ensaios pressiométricos do tipo Ménard foram realizados no Metrô de Brasília, na “Asa Sul”, e analisados por Ortigão *et al.* (1996), que aplicaram a solução de Carter *et al.*, (1986). Pesquisas mais recentes incluem os estudos de Cunha *et al.* (2000, 2004), que exploraram o uso do pressiômetro em ardósias alteradas e em investigações geológicas preliminares para a linha do metrô de Goiânia.

Além disso, o pressiômetro foi amplamente utilizado em projetos como a expansão da Avenida Paulista, em São Paulo, e na análise de estabilidade de taludes na Serra do Mar. Na região nordeste, o pressiômetro foi utilizado pela primeira vez pela área de geotecnia da Universidade Federal da Paraíba/Campus II, situado em Campina Grande (Diniz e Demartinecourt, 1985).

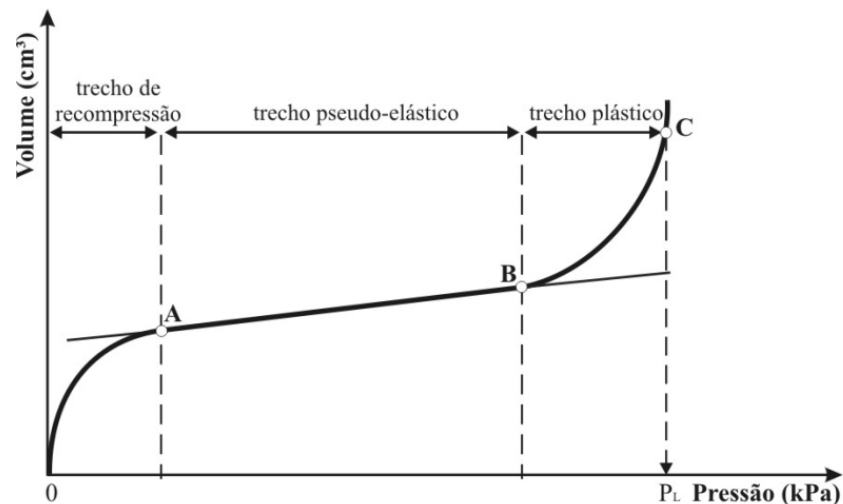
Ainda no Nordeste, Moura, A.S (2007) e Lopes (2004) destacaram-se em estudos de fundações para parques eólicos no litoral do Ceará, aplicando o pressiômetro em solos arenosos para investigar capacidade de carga e recalques de aerogeradores onshore. Essas pesquisas, em colaboração com a Universidade Federal do Ceará (UFC) e a Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), estabeleceram diretrizes importantes para o uso do pressiômetro em solos pouco coesivos. Outros trabalhos se destacam por seus estudos voltados para solos tropicais, como (Giacheti, 2001; Coutinho; Dourado, 2005; Cavalcante; Giacheti; Bezerra, 2005).

2.4 O ensaio pressiométrico

O pressiômetro permite obter a resposta em campo de um maciço de solo a uma variação de pressão na parede de um furo, resultando em uma curva de pressão versus variação volumétrica (como no pressiômetro de Ménard) ou pressão versus extensão circunferencial de referência (em outros tipos de pressiômetros). A forma dessa curva depende do tipo de sonda, do método de instalação e do procedimento de ensaio utilizado, podendo ser interpretada para obtenção direta de parâmetros de dimensionamento por meio de regras empíricas (como no pressiômetro de Ménard) ou para determinação de propriedades fundamentais do solo, aplicando modelos matemáticos a problemas inversos. Amplamente reconhecido como uma ferramenta de alto potencial na modelagem constitutiva de solos, o ensaio pressiométrico é essencial para a determinação do comportamento tensão-deformação, fundamentando-se nas Teorias da Elasticidade e da Plasticidade e assumindo a expansão de cavidades cilíndricas com

estado de deformação axissimétrica, o que confere uma base teórica sólida para a interpretação dos resultados em análises geotécnicas. A Figura 9 apresenta uma curva pressiométrica ideal.

Figura 9 - Curva pressiométrica ideal do ensaio de Ménard.



Fonte: Sandroni e Brandt (1983).

2.4.1 Fundamentação teórica

A teoria da expansão de cavidade possui grande importância na geotecnia, pois estuda a variação do estado de tensão, a pressão intersticial e os deslocamentos gerados pela expansão de uma cavidade, seja ela cilíndrica ou esférica. Em particular, a análise do problema da cavidade cilíndrica é essencial para o ensaio pressiométrico. Diversas soluções são conhecidas para esse problema, variando de acordo com o tipo de abordagem e as hipóteses de base adotadas, podendo ser soluções algébricas ou numéricas, com ou sem a suposição de linearidade mecânica e/ou geométrica.

As soluções algébricas para a expansão de uma cavidade cilíndrica consideram algumas hipóteses simplificadoras, tais como:

- o solo é tratado como um meio contínuo, homogêneo e isotrópico;
- o estado de tensão inicial é isotrópico;
- a cavidade possui comprimento infinito;
- a expansão ocorre de forma suficientemente lenta para permitir a dissipação completa da variação de pressão intersticial induzida pela expansão, caracterizando uma situação drenada.

Sob essas premissas, a expansão de uma cavidade cilíndrica em solos configura um problema de valores de contorno com simetria radial em torno do eixo vertical, o que possibilita sua análise em coordenadas cilíndricas (r, θ, z). As tensões principais nesse contexto são a tensão radial (σ_{rr}), a tensão circunferencial ($\sigma_{\theta\theta}$) e a tensão vertical (σ_{zz}), e podem ser expressas da seguinte forma:

$$\sigma_{rr} = \sigma_{0h} + \Delta\sigma_{rr} \quad (1)$$

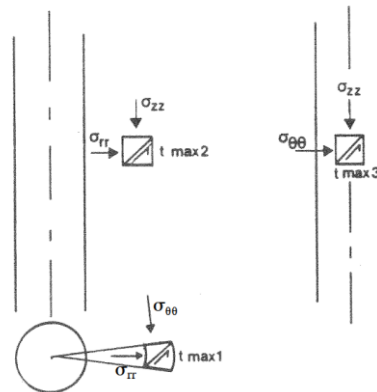
$$\sigma_{\theta\theta} = \sigma_{0h} + \Delta\sigma_{\theta\theta} \quad (2)$$

$$\sigma_{zz} = \sigma_{0v} + \Delta\sigma_{zz} \quad (3)$$

onde σ_{0h} representa a tensão horizontal e σ_{0v} a tensão vertical, sendo que, no sistema de coordenadas (r, θ, z), as tensões de cisalhamento são nulas.

Na Figura 10, é apresentada a direção das tensões principais, juntamente com as máximas tensões de cisalhamento $t_{\max 1}$, $t_{\max 2}$ e $t_{\max 3}$, que ocorrem, respectivamente, no plano horizontal, em um plano vertical radial e em um plano vertical perpendicular a este último.

Figura 10 - Definição das tensões principais.



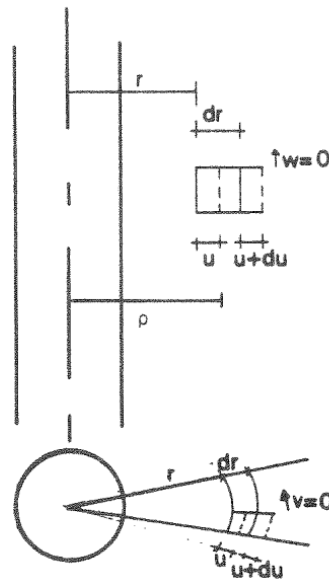
Fonte: Briaud (1992).

Os deslocamentos a serem considerados correspondem às direções do sistema de coordenadas cilíndrico: o deslocamento radial (u), o deslocamento circunferencial (v) e o deslocamento vertical (w) (ver Figura 11). Devido à hipótese de expansão cilíndrica infinita, os deslocamentos v e w são assumidos como nulos. A posição inicial de um ponto no solo não

deformado (antes do ensaio) é totalmente definida pela sua distância radial (r). Durante o carregamento, a posição radial desse ponto é dada por:

$$\rho = r + u \quad (4)$$

Figura 11 - Definição dos deslocamentos.



Fonte: Briaud (1992).

As deformações principais são representadas pela deformação radial (ϵ_{rr}), deformação circunferencial ($\epsilon_{\theta\theta}$) e deformação vertical (ϵ_{zz}). Considerando deslocamentos pequenos, essas deformações podem ser expressas da seguinte maneira:

$$\epsilon_{rr} = \frac{du}{dr} \quad (5)$$

$$\epsilon_{\theta\theta} = \frac{u}{r} \quad (6)$$

$$\epsilon_{zz} = 0 \quad (7)$$

O pressiômetro possibilita a obtenção da curva tensão-deformação para o solo. A tensão radial (σ_{rr}) é obtida diretamente a partir da pressão aplicada na membrana, após a devida correção. A deformação circunferencial é calculada pela Equação (6), substituindo-se u por u_0

e r por a_0 , onde a_0 representa o raio inicial do furo e u_0 sua variação. Quando grandes deformações são consideradas, a Equação (6) é substituída pela Equação (8).

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{1}{2} \left(\frac{\rho^2 - r^2}{r^2} \right) \quad (8)$$

Esses valores são obtidos a partir das medidas de volume lidas durante o ensaio pressiométrico.

O equilíbrio da Equação (9) deve ser verificada.

$$\frac{d\Delta\sigma_{rr}}{d\rho} + \frac{\Delta\sigma_{rr} - \Delta\sigma_{\theta\theta}}{\rho} = 0 \quad (9)$$

As leis constitutivas da elasticidade linear permitem escrever as Equações (10), (11) e (12).

$$\varepsilon_{rr} = \frac{1}{E} [\Delta\sigma_{rr} - \nu(\Delta\sigma_{\theta\theta} + \Delta\sigma_{zz})] \quad (10)$$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{1}{E} [\Delta\sigma_{\theta\theta} - \nu(\Delta\sigma_{rr} + \Delta\sigma_{zz})] \quad (11)$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} [\Delta\sigma_{zz} - \nu(\Delta\sigma_{\theta\theta} + \Delta\sigma_{rr})] \quad (12)$$

Considerando pequenos deslocamentos como hipótese e utilizando as Equações (5) a (7), (9) e (10) a (12), é possível chegar à equação diferencial (13).

$$r^2 \frac{d^2u}{dr^2} + r \frac{du}{dr} - u = 0 \quad (13)$$

Ao resolver essa equação, considerando as condições de contorno ($u = 0$ quando $r = \infty$ e $u = u_0$ quando $r = r_0$), o deslocamento radial é expresso pela Equação (14).

$$u = \frac{u_0 r_0}{r} \quad (14)$$

Com base na expressão anterior e nas Equações (5), (6) e (7), definem-se os campos de deformações. As deformações radial e circunferencial são simétricas, o que implica uma deformação a volume constante. Considerando a Equação (14) e as leis constitutivas adotadas, as variações de tensão em relação ao estado de tensão geostático são expressas pela Equação (15).

$$\Delta\sigma_{rr}(r) = 2G\varepsilon_c \frac{a_0 a}{r^2} \quad (15)$$

$$\Delta\sigma_{\theta\theta}(r) = -\Delta\sigma_{rr}(r) \quad (16)$$

onde a representa o raio da cavidade, a_0 é o raio inicial, e ε_c corresponde à extensão $\varepsilon_{\theta\theta}$ na parede, conhecida como extensão da cavidade.

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{\theta\theta}(r = a_0) = \frac{1}{2} \frac{dV}{V_0} \quad (17)$$

Na parede da cavidade cilíndrica, a Equação (18) é válida.

$$\Delta\sigma_{rr} \approx 2G\varepsilon_c \leftrightarrow G = \frac{1}{2} \frac{dp}{d\varepsilon_c} = V_0 \frac{dp}{dV} \quad (18)$$

No domínio elástico, a solução para o problema é clássica e pode ser encontrada em Timoshenko e Goodier (1970), nas Equações (19), (20) e (21).

$$\sigma_{rr}(r) = \sigma_{0h} + (p - \sigma_{0h}) \left(\frac{a}{r}\right)^2 \quad (19)$$

$$\sigma_{\theta\theta}(r) = \sigma_{0h} - (p - \sigma_{0h}) \left(\frac{a}{r}\right)^2 \quad (20)$$

$$u(r) = \frac{p - \sigma_{0h}}{2G} \left(\frac{a}{r}\right)^2 r \quad (21)$$

Diversas soluções algébricas para a expansão elasto-plástica de cavidades, baseadas no critério de Mohr-Coulomb (MC), são encontradas na literatura. A maioria dessas soluções considera a hipótese de pequenos deslocamentos, de modo que o deslocamento radial da parede da cavidade ($u_{(r=a)}$) seja pequeno em comparação ao raio inicial (a_0). Entre os principais trabalhos, destacam-se as soluções de Vesic (1972), Hughes *et al.* (1977) e Carter *et al.* (1986), que assumem o solo como isotrópico e elasto-perfeitamente plástico, com fluência definida pelo critério de Mohr-Coulomb. Antes de alcançar a fluência, o solo segue o comportamento elástico segundo a lei de Hooke.

No ensaio pressiométrico, a curva experimental obtida reflete a relação entre a tensão radial na parede do furo (equivalente à pressão corrigida na sonda) e a extensão circunferencial da parede, que é determinada com base nas medições de volume realizadas durante o teste. Os valores de pressão e tensão são ajustados para refletir as calibrações realizadas. No eixo das abcissas, utiliza-se preferencialmente a extensão circunferencial em vez da variação de volume, possibilitando comparações diretas entre pressiômetros de diferentes dimensões.

No pressiômetro de Ménard, a curva de ensaio geralmente apresenta um formato de “S” que abrange três fases distintas. O trecho inicial reflete a fase de enchimento da membrana, onde a pressão é aplicada para assegurar o contato com a parede do furo e superar a resistência inicial de materiais de preenchimento, como lama betonítica, por exemplo. Essa expansão inicial depende das condições do solo logo após o alívio de tensão no pré-furo, variando conforme o nível de distúrbio introduzido. O segundo trecho da curva indica a verdadeira resposta do solo, apresentando uma fase inicial de comportamento pseudo-elástico aproximadamente linear, seguida por uma plastificação gradual. Na fase final, a plastificação se estabiliza, e a extensão circunferencial continua a aumentar enquanto a pressão aplicada permanece constante.

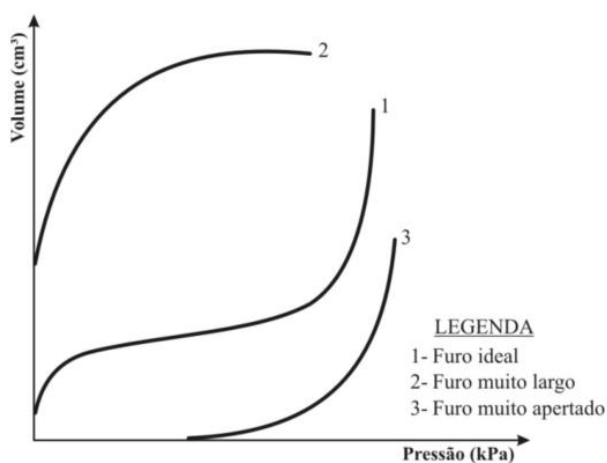
A qualidade da execução do furo é indicada pela forma da curva pressiométrica resultante, sendo que o método de instalação da sonda no terreno também exerce influência sobre essa curva. A Figura 12 ilustra exemplos de curvas pressiométricas obtidas em função da qualidade do furo executado durante um ensaio pressiométrico de Ménard. A Curva 1 corresponde a uma curva pressiométrica típica resultante de um ensaio adequadamente conduzido, em um furo corretamente executado. Apenas ensaios bem realizados, com

segmentos da curva claramente definidos, produzem resultados passíveis de interpretação para a determinação de parâmetros geotécnicos relevantes.

A Curva 2 exemplifica uma curva pressiométrica obtida quando o furo apresenta diâmetro excessivo em relação à sonda. Nessa situação, um volume considerável de líquido é necessário para que a sonda entre em contacto com as paredes da cavidade. Como consequência, a pressão limite não é atingida, embora ainda seja possível obter informações parciais sobre o módulo de deformabilidade do solo.

A Curva 3 demonstra um caso em que o furo é demasiadamente estreito e perturbado, ou quando o ensaio é realizado em solo expansivo. Nessas condições, o módulo de deformação do solo é significativamente alterado, tornando-o inadequado para uso, uma vez que são registrados elevados valores de pressão sem o correspondente aumento de volume. No entanto, a pressão limite ainda pode ser determinada (Briaud, 1992). Essa curva assemelha-se à obtida mediante a técnica auto-perfurante, caso em que uma interpretação distinta é aplicada para a obtenção dos parâmetros do solo.

Figura 12 - Curvas pressiométricas em função da qualidade do furo.



Fonte: D4719 (ASTM, 1987).

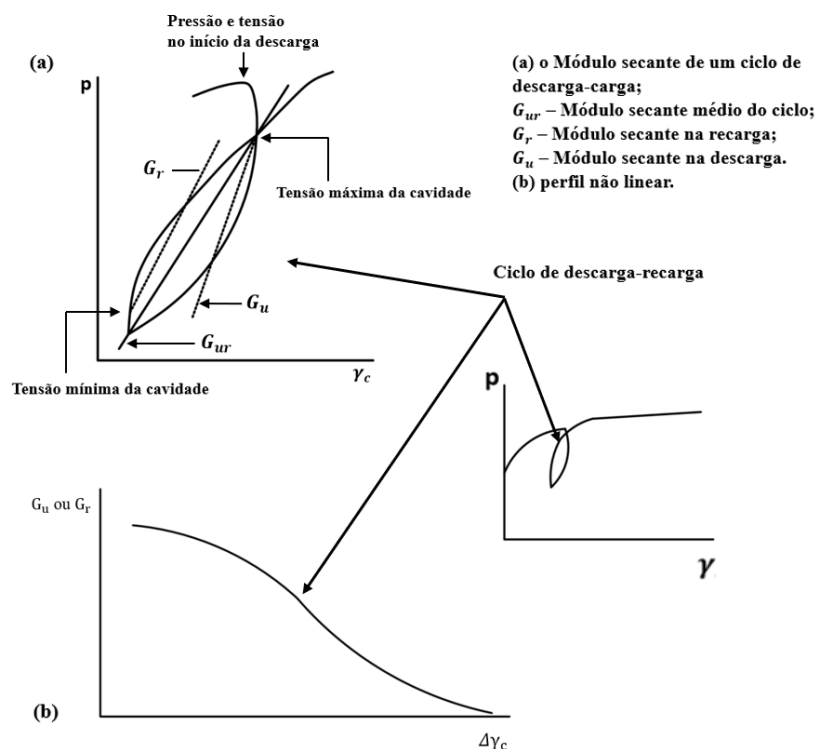
A forma da curva de um ensaio bem-sucedido é influenciada pelas características do solo, descritas quantitativamente pelos parâmetros das leis constitutivas adotadas. O declive após a parte inicial da curva está associado à rigidez do solo em pequenas deformações; a curvatura na zona de transição está relacionada ao índice de rigidez (razão entre o módulo de distorção e a resistência não drenada); enquanto o declive final da curva, na fase de carga, está vinculado à resistência do solo. O valor médio da tensão isotrópica durante o ensaio é principalmente controlado pela tensão horizontal.

Nos ensaios em argilas saturadas, pode-se assumir um comportamento não drenado, ou seja, sem variação de volume do solo. Nesses casos, a argila pode ser modelada como linear elástica e perfeitamente plástica, o que permite obter diretamente a rigidez e a resistência não drenada da argila. A rigidez é geralmente calculada a partir do declive de um ciclo de descarga-recarga, pois a fase inicial da curva pressiométrica é afetada pela perturbação do solo.

A rigidez pode ser calculada a partir do ramo de descarga (G_u na Figura 13), tomando a extensão máxima como ponto inicial, ou a partir do ramo de recarga (G_r na Figura 13), usando a extensão mínima do laço histerético como ponto de referência. Recomenda-se utilizar o ramo de recarga, pois isso tende a proporcionar resultados mais consistentes. Para traçar a curva G versus $\Delta\gamma_c$, é necessário calcular sucessivamente os valores de G_u ou G_r para diferentes valores de $\Delta\gamma_c$ (variação de γ_c em relação ao início da descarga ou recarga, respectivamente), considerando esses valores ao longo do ciclo de descarga ou recarga. O declive médio do laço histerético permite determinar o módulo secante médio G_{ur} para o ciclo de descarga-recarga.

Esse valor de rigidez é considerado como um módulo secante, o que é útil para estimativas, como o cálculo do recalque de uma fundação. A seleção apropriada do domínio de extensões em que G_{ur} é calculado – normalmente entre 0,1% e 0,2% para fundações de estruturas em condições de serviço.

Figura 13 - Rigidez obtida a partir de um ciclo de descarga-recarga.

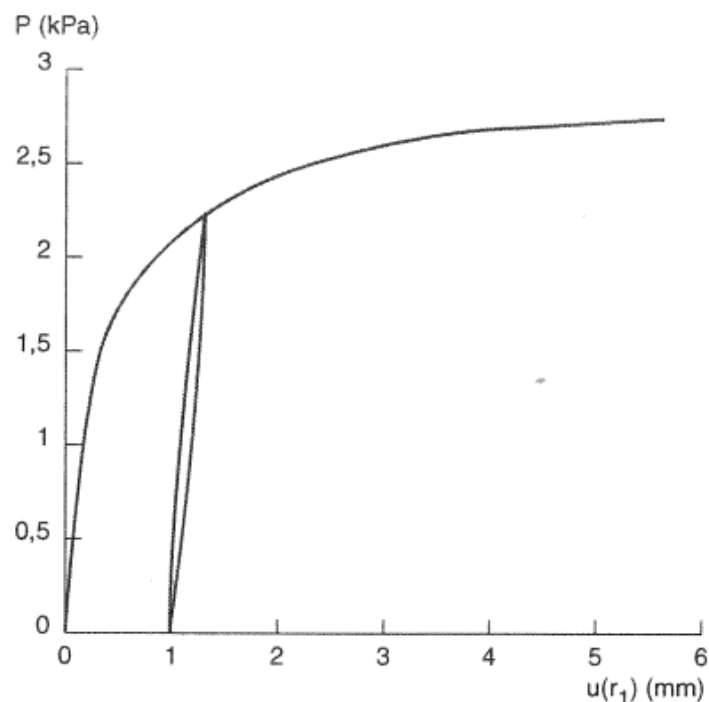


Fonte: Adaptado de Clarke (1997).

Na fase final de carga da curva (pressão versus extensão volumétrica), observa-se um comportamento linear, onde a pressão aplicada se aproxima de um valor próximo à pressão limite de ruptura da membrana, denotada como P_{lu} .

Vale destacar que, para argilas, a curva apresenta uma transição mais abrupta antes de alcançar essa pressão. Essa transição não é afetada pelo aumento da pressão média induzida pela expansão do pressiômetro, e, portanto, quanto mais sobreconsolidada a argila, mais facilmente essa transição se torna identificável. A Figura 14 demonstra esse comportamento.

Figura 14 - Simulação da curva pressão – deslocamento radial para argilas.



Fonte: Combarieu *et al.* (2001).

Em ensaios com areias, adota-se a hipótese de comportamento drenado, onde as deformações ocorrem com dissipação livre de poropressões, resultando em mudanças volumétricas associadas à expansão da membrana. O módulo de distorção é determinado através de um ciclo de descarga-recarga, de forma análoga ao procedimento adotado para os ensaios em argilas, assumindo um comportamento elástico para a areia. Esse parâmetro apresenta uma relação diretamente proporcional, porém não linear, com a tensão efetiva na areia, aumentando com o incremento da tensão e da expansão da membrana. O diagrama resultante é similar ao mostrado na Figura 15, que representa uma simulação numérica de um ensaio considerando um comportamento elástico perfeitamente plástico para a areia.

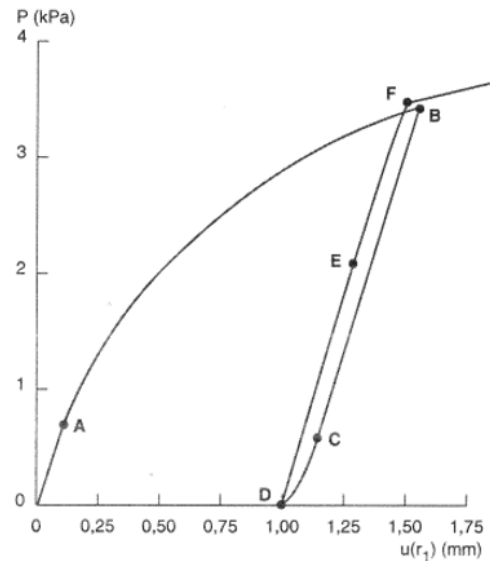
Figura 15 - Simulação da curva pressão radial – deslocamento radial para areias.

Eixos do Gráfico:

Abscissa (eixo X): Deslocamento radial;

Ordenada (eixo Y): Tensão radial.

- Trecho OA: Comportamento elástico linear;
- Trecho AB: Comportamento elástico-perfeitamente plástico;
- Trecho BC: Comportamento elástico linear;
- Trecho CD: Comportamento elástico-perfeitamente plástico;
- Trecho DE: Comportamento elástico linear;
- Trecho EF: Comportamento elástico-perfeitamente plástico.



Fonte: Adaptado de Combarieu *et al.* (2001).

Para as areias, a curva apresenta uma forma mais suave, dificultando a identificação da pressão correspondente à extensão da membrana na ruptura, P_{lu} . Esse comportamento ocorre porque as areias são materiais friccionais, cuja resistência ao cisalhamento depende da tensão normal no plano de ruptura. Com a expansão do pressiômetro, não apenas são geradas tensões de cisalhamento na areia, mas também ocorre um aumento na tensão média, o que eleva a resistência da areia. Assim, quanto maior a expansão do pressiômetro, maior a resistência oferecida pela areia.

2.4.2 Concepção do ensaio pressiométrico

O ensaio pressiométrico é amplamente utilizado na geotecnia para determinar parâmetros do solo, como o módulo pressiométrico (E_M) e a pressão limite (P_l), fundamentais para análises de comportamento tensão-deformação. Este ensaio é normatizado em diversos países, com destaque para as normas internacionais 22476-4 (ISO, 2021) e 22476-5 (ISO, 2023); a D4719 (ASTM, 2020), norte-americana; e a NF P94-110 (AFNOR, 2000), francesa, que detalham aspectos como a inserção da sonda, a importância das calibrações e os procedimentos necessários para a execução do furo de sondagem. No Brasil, onde ainda não há regulamentação específica para o ensaio, as normas citadas têm sido amplamente adotadas como referência para a interpretação dos resultados.

O ensaio, que é muito executado em furos prévios, pode adotar dois procedimentos principais: sob tensão controlada ou com taxa constante de variação de volume. No método de tensão controlada, amplamente aplicado no Pressiômetro de Ménard, incrementos iguais de pressão são aplicados e mantidos constantes durante um minuto, com leituras de deformação realizadas em intervalos de 15, 30 e 60 segundos, conforme recomendado por Baguelin *et al.*, (1978). Esse procedimento utiliza de 8 a 14 incrementos de pressão, limitando o tempo do ensaio a 15 minutos, o que resulta, conforme mencionado anteriormente, em um comportamento não drenado para argilas e drenado para solos mais permeáveis, como areias e pedregulhos. No método de variação de volume, associado ao pressiômetro de Briaud, a interpretação dos resultados baseia-se em curvas que relacionam o volume com a pressão aplicada. Uma etapa essencial na execução do ensaio pressiométrico, particularmente com o pressiômetro de Ménard, é a estimativa da pressão máxima que o solo pode resistir. Para facilitar essa estimativa, Briaud (1992) propôs valores referenciais para diferentes tipos de solos. A Tabela 2 apresenta uma guia para a estimativa da pressão limite do ensaio pressiométrico.

Tabela 2 - Estimativa da pressão limite.

TIPO DE SOLO	P_l (kPa)	$N_{SPT}/30$ cm	Su (kPa)
Areia fofa	0 – 500	0 – 10	–
Areia pouco compacta	500 – 1500	10 – 30	–
Areia compacta	1500 – 2500	30 – 50	–
Areia muito compacta	> 2500	> 50	–
Argila mole	0 – 200	–	0 – 25
Argila média	200 – 400	–	25 – 50
Argila rija	400 – 800	–	50 – 100
Argila muito rija	800 – 1600	–	100 – 200
Argila dura	> 1600	–	> 200

Fonte: Adaptado de Briaud (1992).

As normas francesas, como a NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000), orientam todo o processo de calibração e interpretação dos parâmetros diretos obtidos no ensaio, enquanto a norma experimental XP P 94-110-2 (AFNOR, 1999) detalha a execução de ciclos descarga-recarga para determinação do módulo de recarregamento (E_r).

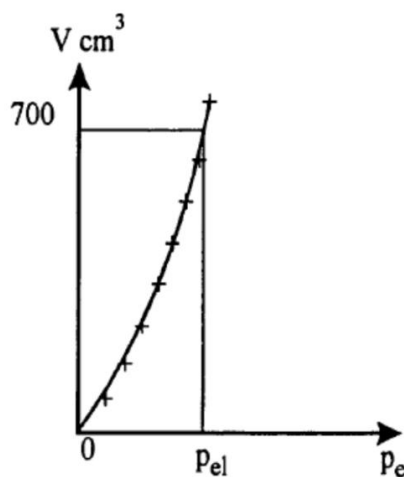
2.4.2.1 Calibrações

Conforme estabelecido pela norma francesa NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000), a calibração do equipamento é uma etapa indispensável antes da realização de ensaios pressiométricos. Esse procedimento visa identificar e minimizar as interferências causadas pelos elementos do equipamento nas leituras do ensaio, além de garantir a confiabilidade dos resultados obtidos. A calibração é realizada para determinar a resistência das membranas da sonda e quantificar as perdas de volume decorrentes da dilatação da tubulação e do aparelho.

A resistência das membranas é determinada por meio de um ensaio de calibração realizado ao ar livre. Nesse ensaio, a sonda é posicionada verticalmente, alinhada ao nível do centro da Central de Pressão e Volume (CPV) e inflada até atingir a pressão atmosférica. Em seguida, realiza-se a injeção máxima de líquido na sonda, que, no caso da sonda em estudo, corresponde a 700 cm³. Esse processo resulta em uma curva de calibração semelhante à ilustrada na Figura 16, que relaciona a pressão ao volume injetado. Essa curva é utilizada para determinar a resistência da membrana da sonda.

Quando são utilizadas membranas novas, estas necessitam de um pré-condicionamento antes da calibração definitiva. Esse processo, denominado pré-calibração, consiste em repetir o procedimento de calibração ao ar livre pelo menos três vezes, garantindo que a membrana esteja adequadamente exercitada para evitar variações indesejadas durante o ensaio.

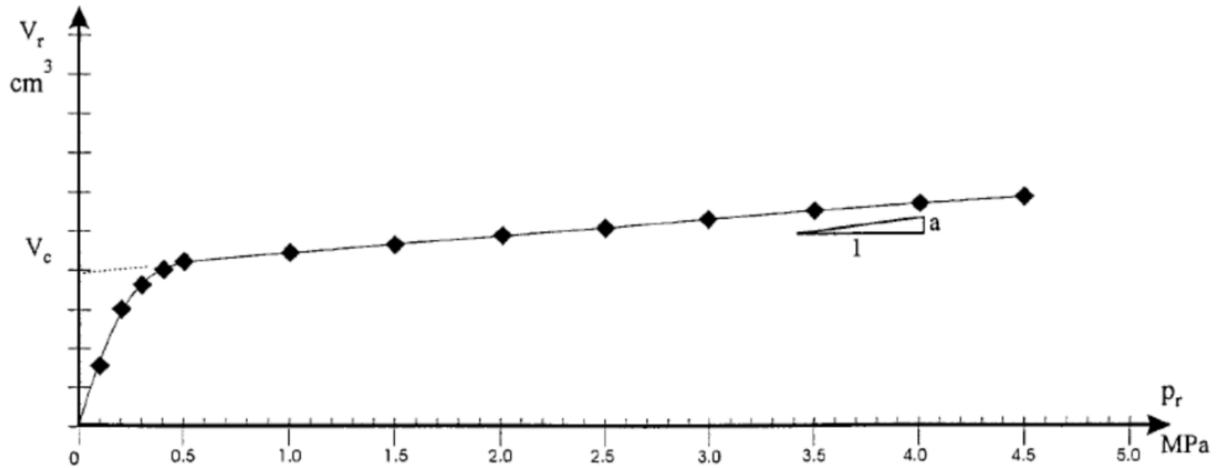
Figura 16 - Exemplo de curva de calibração da sonda.



Fonte: NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000).

A calibração para a perda de volume na tubulação e nas conexões do equipamento é realizada inflando a sonda dentro de um tubo rígido metálico de diâmetro próximo ao da sonda, e após é analisada a curva obtida nesse ensaio, apresentada na Figura 17.

Figura 17 - Curva de calibração - perda de volume na aparelhagem.



Fonte: NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000).

Desta curva são retirados dois parâmetros importantes para o ensaio. O primeiro é o coeficiente angular da reta "a", chamado de fator de perda de volume do equipamento, definido pela Equação (22).

$$a = \frac{\Delta V}{\Delta P} \quad (22)$$

O segundo é o valor da ordenada V_c , obtido prolongando-se a linha que melhor se adapta ao trecho linear da curva até a interseção com o eixo das ordenadas. V_c é usado para determinar o volume inicial da célula central da sonda V_s , dado pela Equação (23).

$$V_s = 0,25\pi L D_i^2 - V_c' \quad (23)$$

L - é o comprimento da célula central ($L = 21$ cm para a sonda BX);

D_i - é o diâmetro interno do tubo de calibração;

V_c' - é o volume expandido para que a sonda toque as paredes do tubo (depende do tipo de sonda utilizado).

A norma NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000) recomenda valores de "a" inferiores a 6 cm³/MPa para tubulação com até 50 m de comprimento. Caso o valor seja superior, pode haver ar na tubulação e, nesse caso, é necessário fazer uma purga, esse também é um dos motivos para se usar água desaerada no sistema.

Com os parâmetros de calibração determinados, pode-se realizar o ensaio e corrigir os valores obtidos para os quais correspondem ao comportamento do solo.

Para a correção, conforme estabelecido pela norma francesa, as leituras de pressão e volume realizadas durante os ensaios pressiométricos devem ser corrigidas para que reflitam exclusivamente as características do solo, eliminando os efeitos do equipamento e da instrumentação. Para isso, as seguintes correções devem ser realizadas:

- Pressão hidráulica (p_h);
- Pressão de resistência da membrana (p_e);
- Perda de volume do equipamento e tubulação.

Inicialmente, o ensaio gera uma curva "bruta" que relaciona a pressão ao volume. Esta curva precisa ser ajustada para remover influências externas e representar de maneira precisa o comportamento do solo.

A pressão hidráulica está relacionada à coluna d'água presente na tubulação e na célula central do equipamento, ambas preenchidas com água. A correção dessa pressão baseia-se na diferença de altura entre o centro do controlador de pressão e volume (CPV) e o centro da sonda, sendo calculada pela Equação (24).

$$p_h = \gamma_w(z_c - z_s) \quad (24)$$

onde γ_w é o peso específico da água (9,81 kN/m³), z_c é a cota do CPV, e z_s é a cota do centro da sonda durante o ensaio.

A pressão associada à resistência da membrana deve ser descontada para isolar os efeitos relacionados à expansão da sonda. Essa correção é realizada por meio da curva de calibração prévia, obtida em condições controladas ao ar livre, conforme mencionado, que permite determinar a contribuição da membrana para os valores de pressão medidos.

A perda de volume causada pela deformação da tubulação e do equipamento também precisa ser considerada. Para cada valor de volume medido (V_r), é necessário subtrair a parcela correspondente à expansão adicional do sistema. Assim, o volume corrigido (V_c) é obtido pela Equação (25).

$$V_c = V_r - ap_r \quad (25)$$

onde V_c é o volume corrigido, V_r é o volume bruto registrado no tempo de 60 segundos, p_r é a pressão bruta registrada no ensaio após 60 segundos e “a” é o fator de perda de volume, previamente determinado.

Finalmente, a curva pressiométrica corrigida é definida pelas Equações (25) e (26).

$$p_c = p_r + p_h - p_e \quad (26)$$

Esses ajustes garantem que a curva final de pressão corrigida (p_c) *versus* volume seja representativa do comportamento real do solo, desconsiderando quaisquer perturbações geradas pelo equipamento ou pelas condições do ensaio.

2.4.2.2 Preparação do furo

A preparação adequada de furos de sondagem é uma etapa crucial para a realização de ensaios pressiométricos confiáveis, pois qualquer variação significativa entre os diâmetros do furo (D_{furo}) e da sonda desinflada (D_{sonda}), bem como o amolgamento do solo, pode alterar a curva pressiométrica e comprometer a interpretação dos dados. Dois aspectos fundamentais devem ser observados: (1) o diâmetro do furo deve obedecer a tolerâncias específicas para garantir compatibilidade com a sonda; e (2) o método de perfuração deve minimizar a perturbação no solo e nas paredes do furo, preservando suas condições naturais. Os diâmetros principais são definidos como $D_{ferramenta}$ (diâmetro da ferramenta de perfuração), D_{sonda} (diâmetro da sonda desinflada) e D_{furo} (diâmetro inicial do furo), com as tolerâncias recomendadas nas Equações (27) e (28), conforme a D4719 (ASTM, 2020).

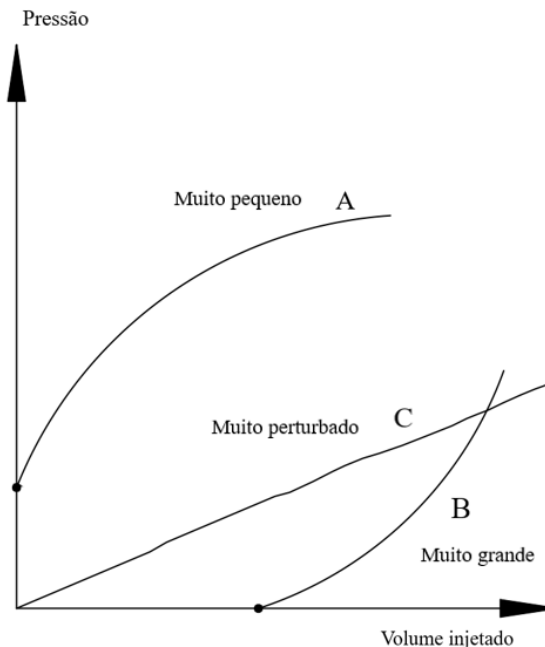
$$D_{sonda} \leq D_{ferramenta} \leq 1,03D_{sonda} \quad (27)$$

$$1,03D_{sonda} \leq D_{furo} \leq 1,20D_{sonda} \quad (28)$$

Essas tolerâncias são fundamentais para evitar problemas durante o ensaio. Furos muito pequenos podem dificultar a inserção da sonda e gerar curvas limitadas, como a curva A da

Figura 18. Por outro lado, furos excessivamente grandes podem resultar em curvas como a curva B, impossibilitando o alcance da pressão limite.

Figura 18 - Influência do diâmetro do furo nas curvas pressiométricas.



Fonte: Adaptado de Bosch (1996).

Além das dimensões, o método de execução do furo é determinante para a qualidade dos resultados. Baguelin *et al.* (1978), citado por Alcântara (1992), destaca que o furo deve ser retilíneo, bem calibrado e executado de forma a minimizar o amolgamento das paredes. O amolgamento pode reduzir o módulo de Young em até 30%, especialmente em solos moles e fofos (Briaud & Shields, 1979). Schmertmann & Hartmann (1975) analisaram o impacto de uma zona de amolgamento e concluíram que o módulo medido no ensaio pressiométrico será intermediário entre os módulos da zona amolgada ($E_{amolgado}$) e do solo intacto ($E_{intacto}$).

Outro aspecto importante é a uniformidade no método de perfuração e no tempo entre a execução do furo e a inserção da sonda, visando minimizar a dispersão nos resultados. O mesmo equipamento deve ser utilizado em todos os furos para garantir consistência nos resultados. Discussões detalhadas sobre o impacto do processo de execução do furo nos resultados podem ser encontradas em Cavalcante (1997) e de Paiva (2000).

2.5 Parâmetros obtidos no ensaio pressiométrico

2.5.1 Parâmetros de Deformabilidade

2.5.1.1 Módulo pressiométrico (E_M)

A partir da curva pressiométrica corrigida é possível calcular o módulo de deformabilidade de Ménard (E_M).

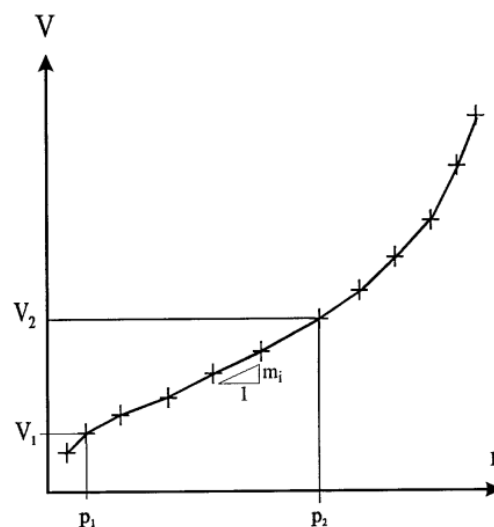
Para realizar essa determinação, é necessário selecionar um trecho da curva pressiométrica que corresponda à fase elástica do solo. Como a curva é composta por diversos segmentos lineares, é fundamental identificar quais desses segmentos representam o comportamento linear-elástico do material. Nesse contexto, a norma francesa NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000) estabelece um procedimento analítico para a definição do trecho pseudo-elástico da curva.

Cada segmento da curva é caracterizado por um coeficiente angular m , conforme ilustrado na Figura 19, definido pela Equação (29).

$$m_i = \frac{V_i - V_{i=1}}{p_i - p_{i=1}} \quad (29)$$

Onde p_i e V_i representam as coordenadas correspondentes ao final de cada segmento.

Figura 19 - Curva pressiométrica corrigida da NF P 94-110-1.



Fonte: NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000).

O menor valor de m_i que deve ser sempre positivo, é identificado como m_e . As coordenadas associadas a esse segmento são designadas como (p_e, V_e) no início e (p'_e, V'_e) no final do segmento.

A região da curva utilizada para determinar o módulo pressiométrico é delimitada pelo trecho em que todos os segmentos consecutivos possuem gradientes m_i iguais ou inferiores à β vezes o valor de m_e . Esse trecho elástico se inicia no primeiro segmento considerado e se estende até o último segmento que atenda a esse critério, representando o comportamento linear-elástico do solo.

O valor de β pode ser calculado utilizando a Equação (30).

$$\beta = 1 + \frac{1}{100} \frac{p'_e + p_e}{p'_e - p_e} + \frac{2 \times \delta}{V'_e + V_e} \quad (30)$$

Aqui, δ representa a variação do volume injetado durante o ensaio.

De acordo com a norma francesa NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000), o valor de δ é definido como 3 cm³. No entanto, a norma europeia DIS 22476-4 (ISO, 2021) permite aumentar esse valor para garantir que ao menos três segmentos consecutivos sejam utilizados na definição do módulo pressiométrico.

Por padrão, as coordenadas que delimitam o trecho elástico são identificadas como (p_1, V_1) no ponto inicial e (p_2, V_2) no ponto final, conforme ilustrado na Figura 19.

Por definição, o módulo pressiométrico de Ménard é calculado pela Equação (31).

$$E_M = 2(1 + \nu) \left[V_S + \left(\frac{V_1 + V_2}{2} \right) \right] \left(\frac{p_2 + p_1}{V_2 - V_1} \right) \quad (31)$$

onde:

V_1 é o volume inicial do trecho elástico;

V_2 é o volume final do trecho elástico;

V_S é o volume inicial da célula central determinado na Equação (23);

p_1 é a pressão inicial do trecho elástico;

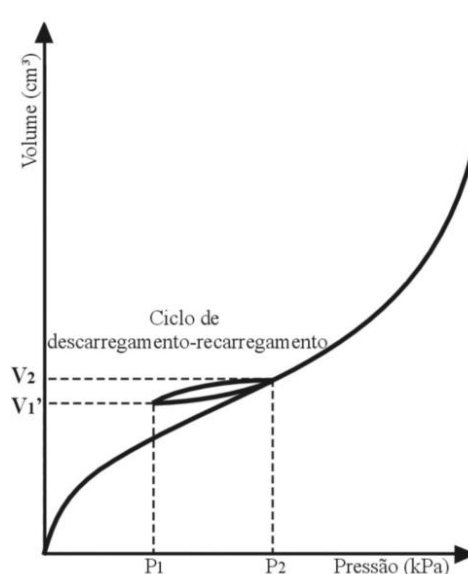
p_2 é a pressão final do trecho elástico e ν é o coeficiente de Poisson. Admitido como 0,33 para todos os tipos de solos pela norma francesa.

O módulo (E_M) é expresso em MPa.

2.5.1.2 Módulo Pressiométrico cíclico (E_r)

O módulo cíclico é amplamente utilizado para proporcionar uma definição mais precisa do módulo pressiométrico. Ele é obtido a partir de estágios sucessivos de descarregamento e recarregamento na curva pressão versus volume, sendo de grande utilidade em projetos de estruturas que estarão submetidas a carregamentos repetitivos (Figura 20). Esse módulo reflete de forma mais adequada o comportamento elástico do solo, pois é determinado em uma região menos influenciada pelos efeitos da execução do pré-furo e da instalação da sonda.

Figura 20 - Curva pressiométrica com laço de descarregamento-recarregamento.



Fonte: Ménard (1975).

De acordo com Cavalcante (1997), o processo de perfuração altera o estado de tensões ao redor das paredes do furo, devido tanto ao descarregamento natural do solo durante a remoção do material quanto ao amolgamento causado pelo equipamento de perfuração. Por conta disso, o módulo elástico convencional acaba absorvendo esses efeitos, uma vez que sua área de influência está próxima às paredes do furo.

No ciclo de descarga-recarregamento, o cálculo do módulo elástico segue os mesmos princípios aplicados ao módulo E_M . Segundo Ménard (1975), o primeiro módulo cíclico E_r pode ser calculado utilizando a mesma expressão empregada para determinar o módulo E_M , assegurando consistência no processo de análise dos parâmetros do solo.

$$E_r = K \left(\frac{p_2 + p_1}{V_2 - V_1} \right) \quad (32)$$

onde:

$$K = 2,66 \left[V_s + \left(\frac{V_1 + V_2}{2} \right) \right] \quad (33)$$

Quando mais de um laço é realizado no trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica, obtém-se o módulo cíclico médio (E_a) expresso na Equação (34).

$$E_a = K \left(\frac{V_1 + V_2}{2} \right) \quad (34)$$

Para o cálculo de K, considera-se a nova variação de volume do laço. Briaud (1992) propõe a relação E_r/E_M para indicação do tipo de solo:

- **Argilas:** A relação E_r/E_M situa-se tipicamente entre 1,5 e 5. Isso ocorre devido à natureza plástica e viscoelástica das argilas, que apresentam maior deformabilidade e menor recuperação elástica após o carregamento.
- **Areias:** Para solos arenosos, a relação E_r/E_M varia de 3 a 10. Esse comportamento reflete a maior rigidez das areias em ciclos de recarga, devido à sua estrutura granular e à fricção entre partículas, que aumenta com a compactação induzida pela expansão pressiométrica.

2.5.1.3 Módulo de Elasticidade (E)

O fator reológico (α) foi introduzido por Ménard (1975) como uma forma de estabelecer a relação entre o módulo pressiométrico (E_M) e o módulo de elasticidade (E) do solo. Conforme apresentado na Tabela 3, esse fator varia de acordo com o tipo de solo e o grau de adensamento. Com base nessa relação, o módulo de elasticidade do solo pode ser calculado pela Equação (35).

$$E = \frac{E_M}{\alpha} \quad (35)$$

No entanto, o autor não especificou o nível de deformação correspondente ao módulo E utilizado.

Tabela 3 - Fator reológico (α) segundo Ménard (1975).

Tipo de solo	Pré-adensado	Normalmente adensado
Argila	1,00	0,67
Silte	0,67	0,50
Areia	0,50	0,33
Areia + pedregulho	0,33	0,25

Fonte: Ménard (1975).

2.5.1.4 Módulo de deformação cisalhante (G)

O módulo de cisalhamento (G) pode ser obtido a partir do módulo de elasticidade (E) usando a seguinte relação da Teoria da Elasticidade representada na Equação (36).

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (36)$$

Onde:

G é o Módulo de cisalhamento (também chamado de módulo de rigidez);

E é o Módulo de elasticidade (módulo de Young) e ν é o coeficiente de Poisson do material, que relaciona as deformações longitudinais e transversais.

2.5.2 Parâmetros de resistência

2.5.2.1 Tensão horizontal no repouso

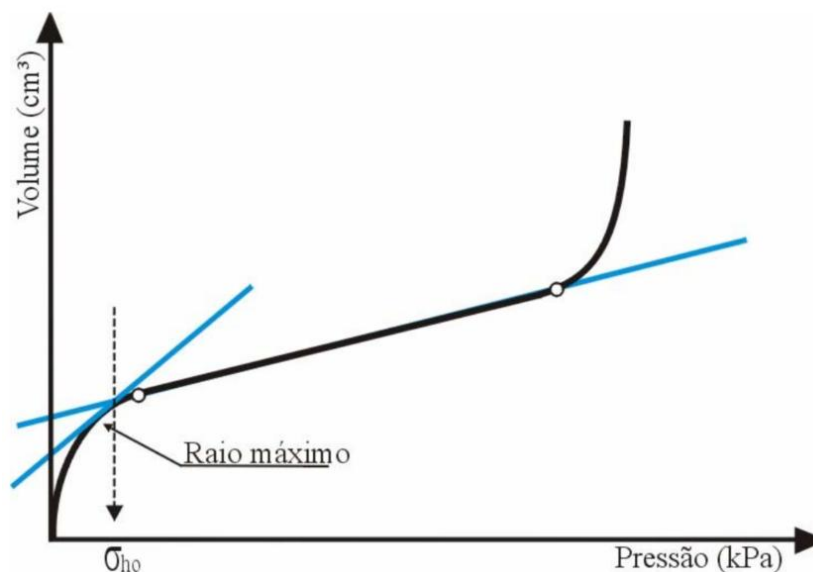
A tensão horizontal no repouso (σ_{h0}) é um parâmetro definido como a tensão associada ao ponto em que a sonda pressiométrica entra em contato com as paredes da cavidade do furo, logo após a fase de recompressão. A curva pressiométrica corrigida é utilizada para estimar esse valor, com o ponto de inflexão servindo como uma referência prática. Entretanto, a identificação precisa desse ponto é um processo subjetivo, considerando que, durante a perfuração, ocorre um alívio de tensões nas paredes do furo cuja magnitude é desconhecida (Schnaid e Rocha Filho, 1994; Clarke, 1995). A qualidade do furo de sondagem é um dos

fatores mais relevantes para a determinação de σ_{h0} , sendo que perturbações excessivas nas paredes podem dificultar ou até inviabilizar a obtenção confiável desse parâmetro. Mesmo no caso de sondas auto-perfurantes, Jamiolkowski *et al.* (1985) e Mair e Wood (1987) destacam que a seleção de σ_{h0} continua sendo subjetiva devido à influência de fatores como características da sonda, rigidez do solo e sistemas de calibração.

Para ensaios pressiométricos realizados em pré-furo, como no pressiômetro de Ménard, o método gráfico proposto por Brandt (1978) tem sido amplamente aplicado. Este método consiste na análise da curva pressiométrica corrigida, traçando-se duas retas: uma que tangencia o trecho de recompressão no ponto de máxima curvatura, e outra correspondente ao trecho linear-elástico da curva. A interseção dessas retas fornece a estimativa de σ_{h0} (Figura 21). Embora esse procedimento seja prático, sua precisão está diretamente relacionada à qualidade do furo de sondagem e à correta identificação das características da curva. Dessa forma, é imprescindível que o processo de execução do furo seja conduzido com cuidado para minimizar perturbações no solo.

Outros parâmetros, como o coeficiente de empuxo no repouso (k_0), também podem ser determinados a partir dos ensaios pressiométricos. No entanto, Lunne *et al.* (1989) apontam que a confiabilidade na determinação de k_0 é geralmente maior em ensaios realizados com sondas auto-perfurantes, devido à maior consistência na estimativa de σ_{h0} .

Figura 21 - Método gráfico para determinação de σ_{h0} .



Fonte: Brandt (1978).

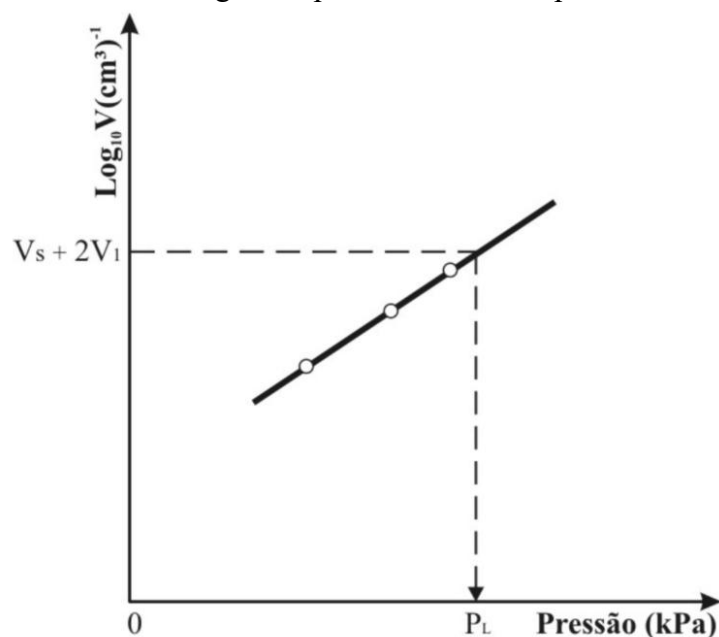
2.5.2.2 Pressão limite

A pressão limite (P_l) é um parâmetro, que no ensaio pressiométrico, representa a capacidade de carga do solo. Ela é definida como a pressão corrigida necessária para duplicar o volume inicial da célula central de medição. Essa determinação pode ser feita diretamente a partir da curva pressiométrica corrigida, utilizando a equação $V_l = V_s + 2V_1$, onde V_l é o volume correspondente à pressão limite, V_s é o volume inicial da célula central e V_1 é o volume no início do trecho pseudo-elástico da curva.

Quando a pressão limite não é atingida diretamente devido a limitações na expansão do solo ou a pressões excessivamente altas, normas internacionais, como a NFP 94-110 (2000), sugerem métodos alternativos. Nestes casos, recomenda-se a utilização de um gráfico em escala semi-logarítmica que relacione pressão e volume, traçando uma reta com base em três pontos da fase plástica da curva. O prolongamento dessa reta até a ordenada, correspondente ao dobro do volume inicial da cavidade, fornece uma estimativa da pressão limite (Figura 22).

Além disso, estudos realizados por Ajalloyan & Yu (1998) demonstram que a pressão limite é menos influenciada pelas perturbações provocadas no solo durante o ensaio em comparação com o módulo pressiométrico (E_M). Por outro lado, fatores geométricos, como a relação entre o comprimento e o diâmetro da sonda (L/D), têm um impacto significativo sobre o valor de P_l .

Figura 22 - Método gráfico para estimativa da pressão limite.



Fonte: D4719 (ASTM, 1987).

2.5.2.3 Métodos de extrapolação

Quando o volume de líquido injetado durante o ensaio não for suficiente para aplicar o método direto, a pressão limite poderá ser estimada utilizando-se o método de extrapolação.

Esse método só pode ser aplicado caso sejam realizados, no mínimo, três incrementos de pressão adicionais ao valor correspondente à pressão " P_f ".

Caso a pressão limite não possa ser determinada nem pelo método direto nem pela extrapolação, ela será assumida como $P_l > p$, onde p representa o último ponto registrado na curva corrigida.

Extrapolação por Regressão Linear

Este método consiste em transformar o par de dados (p, V) no formato ($p, 1/V$) e, em seguida, ajustar uma regressão linear aos valores situados acima de P_2 , incluindo este ponto.

A relação entre as variáveis transformadas é descrita pela seguinte Equação (37).

$$Y = A \cdot P + B \quad (37)$$

onde:

$$Y = V^{-1} \quad (38)$$

e A e B são os coeficientes calculados a partir da melhor linha reta que se ajusta à curva ($p, 1/V$) nos pontos situados após (P_2, V_2), inclusive. Com base nesses coeficientes, o valor da pressão limite (P_l) é obtido pela Equação (39).

$$P_l = -\frac{B}{A} + \frac{1}{[A(V_S + 2V_1)]} \quad (39)$$

onde V_S representa o volume inicial da célula central e V_1 é o volume medido no início do trecho elástico da curva pressiométrica.

Método de Ajuste Hiperbólico

No método de ajuste hiperbólico, a extrapolação da pressão limite é realizada utilizando todas as leituras onde $p > P_e$, sendo P_e a pressão associada ao início do segmento denominado " m_e ". Para isso, aplicam-se as seguintes transformações:

$$Y = C \cdot X - D \quad (40)$$

Com:

$$X = \frac{V - V_e}{P - P_e} \text{ e,} \quad (41)$$

$$Y = \frac{PV - P_e V_e}{P - P_e} \quad (42)$$

onde C e D são coeficientes determinados por meio do ajuste de uma reta aos valores calculados de X e Y, considerando todas as leituras em que $p > P_e$.

A partir desses coeficientes, a pressão limite (P_l) é obtida para $V_l = V_s + 2V_1$, utilizando a Equação (43).

$$P_{lh} = \frac{P_e(V_e + D) + C(V_l - V_e)}{V_l - D} \quad (43)$$

em que V_l representa o volume correspondente à pressão limite, V_s é o volume inicial da célula central da sonda, e V_1 é o volume no início do trecho elástico da curva pressiométrica.

Pressão limite por extrapolação

A pressão limite (P_l) é definida como o menor valor entre os parâmetros P_l e P_{lh} , determinados a partir das equações (39) e (43), respectivamente.

Entretanto, caso a Equação (44) seja verdadeira,

$$\frac{|P_{lin} - P_{lh}|}{P_{lh}} \geq 0,2 \quad (44)$$

o ensaio não é considerado válido para determinar a pressão limite, devido à discrepância significativa entre os valores extrapolados, o que compromete a confiabilidade dos resultados obtidos.

2.5.2.4 Pressão limite efetiva

A pressão limite efetiva (P_l') é definida como o valor da pressão limite líquida (P_l) do solo, descontada a tensão horizontal no repouso (σ_{h0}). Essa relação é descrita pela Equação (45).

$$P_l' = P_l - \sigma_{h0} \quad (45)$$

De acordo com Briaud *et al.* (1986), esse parâmetro é frequentemente aplicado em projetos de fundações, especialmente em solos arenosos, onde o ensaio é considerado completamente drenado. O valor de P_l' é influenciado pela relação entre o comprimento e o diâmetro da sonda (L/D), podendo apresentar variações de até 20%, especialmente quando essa relação está entre 5 e 10.

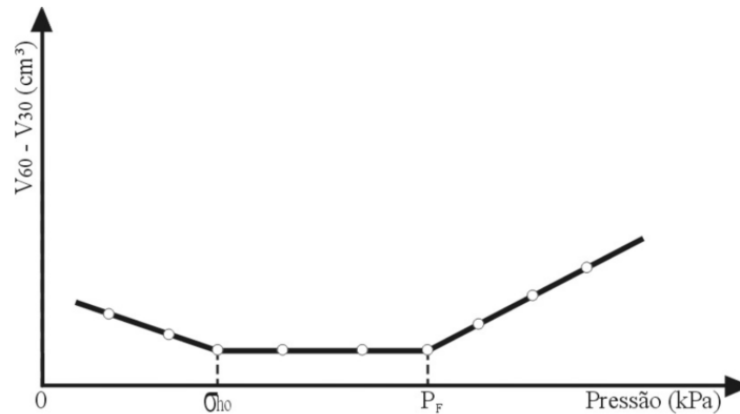
2.5.2.5 Pressão de fluência

A pressão de fluência, frequentemente referida como pressão de "creep" (P_f), é um parâmetro que caracteriza a tensão a partir da qual o comportamento do solo transita do regime linear-elástico para o regime plástico.

Segundo Baguelin *et al.* (1978), a determinação da pressão de fluência é fundamental na avaliação da qualidade do ensaio pressiométrico, sendo particularmente útil em solos que apresentam comportamento plástico acentuado. De acordo com a norma francesa, a P_f é obtida traçando-se uma curva de fluência, que representa a relação entre a pressão constante e a variação de volume medida no intervalo de 30 a 60 segundos. Esse procedimento resulta em três segmentos de reta que se cruzam em dois pontos de grande importância: o ponto de tensão horizontal no repouso (σ_{h0}) e o ponto de pressão de fluência (Figura 23).

A determinação de P_f , como descrito, pode ser realizada em ensaios pressiométricos conduzidos sob tensão controlada, sendo frequentemente aplicada com o pressiômetro de Briaud. Contudo, sua identificação ainda requer análise subjetiva, uma vez que depende da interpretação direta da curva pressiométrica corrigida.

Figura 23 - Exemplo de curva de fluência típica.



Fonte: Baguelin *et al.* (1978).

2.5.2.6 Ângulo de atrito

No contexto do ensaio pressiométrico, este parâmetro pode ser estimado a partir da interpretação dos resultados obtidos, como a pressão limite (P_l) e a tensão horizontal no repouso (σ_{h0}). Segundo Baguelin *et al.* (1978), o ensaio pressiométrico fornece dados que podem ser utilizados em teorias de expansão de cavidades cilíndricas, as quais estabelecem correlações entre os parâmetros medidos em campo e as propriedades de resistência do solo, como o ângulo de atrito. Essas correlações são particularmente úteis em solos arenosos, onde o comportamento drenado predomina, permitindo uma estimativa mais confiável de ϕ' .

A determinação de ϕ' baseia-se, geralmente, na relação entre a tensão radial (σ_r) e a tensão circunferencial (σ_θ) observadas durante o ensaio. Para solos não coesivos, como areias, o critério de Mohr-Coulomb pode ser aplicado para estimar ϕ' , considerando a ausência de coesão ($c=0$). A relação entre essas tensões é dada pela Equação (46).

$$\tan(\phi') = \left(\frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{\sigma_\theta + \sigma_r} \right) \quad (46)$$

onde σ_θ representa a tensão circunferencial (obtida do pressiômetro) e σ_r a tensão radial. Para solos coesivos, os valores de coesão efetiva (c') também são considerados, o que aumenta a complexidade da análise. Além disso, a razão entre o módulo pressiométrico (E_M) e a pressão limite (P_l) também pode ser utilizada como indicativo do comportamento de resistência do solo. Valores típicos desta razão para diferentes solos, como argilas e areias, podem ser encontrados em estudos como os de Briaud (1992) e Clarke (1995).

Marques (1997) propôs uma correlação, com base em ensaios pressiométricos, para estimar o ângulo de atrito efetivo em areias miocênicas de Lisboa, para estabelecer uma relação direta entre o comportamento elasto-plástico medido em campo e o ângulo de atrito mobilizado. A Equação (47) apresenta a correlação.

$$\phi' = 37,1e^{(0,025PL_M)} \quad (47)$$

Onde PL_M é a pressão limite (kPa).

Duas considerações devem ser feitas sobre essa correlação. A primeira é que a constante 37,1 representa o valor médio de ϕ' (em graus) para solos de compactação média (referência de base) e a segunda é que o termo $\exp(0,025PL_M)$ introduz o crescimento exponencial do ângulo de atrito com o aumento do índice pressiométrico, ou seja, solos mais resistentes ou densos, quando PL_M é diretamente proporcional ao ângulo de atrito.

Por fim, a interpretação de ϕ' deve considerar as limitações do método. A qualidade do furo de sondagem, a calibração do equipamento e a aplicação de correções para a perda de volume e resistência da membrana também influenciam diretamente a precisão da estimativa. (Clarke, 1995; Baguelin *et al.*, 1978).

2.5.3 Identificação do tipo de solo via Pressiômetro de Ménard

A identificação do tipo de solo a partir de parâmetros pressiométricos é uma abordagem amplamente aceita na geotecnia e utilizada para a classificação do solo e a definição de suas propriedades mecânicas. O ensaio pressiométrico fornece parâmetros como o módulo pressiométrico E_M , a pressão limite P_l e a relação entre o módulo elástico e a pressão limite (E_M/P_l), que podem ser utilizados para inferir as características do solo.

Segundo Briaud (1992), a razão E_M/P_l é um dos parâmetros fundamentais para distinguir entre solos coesivos e arenosos. Para argilas, esse valor é geralmente maior que 12, enquanto para areias varia entre 7 e 12. Essa diferença está relacionada às propriedades de rigidez e resistência dos solos, sendo o comportamento elástico mais pronunciado em solos coesivos devido à sua estrutura interna. Já em solos arenosos, o atrito entre os grãos gera um aumento de resistência com o confinamento, resultando em valores intermediários dessa razão.

Clarke (1995) destaca que a forma da curva pressiométrica também pode ser utilizada para identificar o tipo de solo. Em solos argilosos, a curva apresenta uma inflexão acentuada no início do ensaio, associada à passagem do comportamento pseudo-elástico para o regime plástico. Por outro lado, em solos arenosos, a curva é mais suavizada, com um aumento gradual da deformação sem uma transição clara entre os comportamentos elástico e plástico. Essa característica está associada ao fato de que as areias são materiais friccionais, cuja resistência ao cisalhamento depende da tensão normal no plano de ruptura, enquanto as argilas apresentam uma maior contribuição da coesão.

Baguelin *et al.* (1978) propõem o uso da pressão limite efetiva P_l' e da tensão horizontal inicial σ_{h0} para a identificação de solos. Em argilas, a relação entre essas pressões reflete a influência do estado de tensões pré-existente, enquanto em areias a pressão limite corrigida é mais sensível à densidade relativa e à estrutura granular. Além disso, estudos como os de Schnaid (2009) sugerem que, quando combinado com dados de campo, como as observações feitas durante a perfuração, o ensaio pressiométrico pode fornecer uma identificação mais completa do solo.

Assim, a combinação de parâmetros pressiométricos, como E_M , P_l , E_M/P_l , e a análise da forma da curva pressiométrica, com métodos empíricos e baseados em normas internacionais, D4719 (ASTM, 2020) e a NF P94-110-1 (AFNOR, 2000), possibilita a identificação confiável do tipo de solo. As Tabelas 4 e 5 apresentam faixas de valores para os módulos pressiométrico e para a pressão limite, de acordo com o tipo de solo.

Tabela 4 - Identificação do solo por meio da relação E_M/P_l .

Tipo de solo	E_M (kPa)	P_l (kPa)	E_M/P_l
Lama ou turfa	200 – 1.500	20 – 150	10
Argila mole	500 – 3.000	50 – 300	10
Argila média	3.000 – 8.000	300 – 800	10
Argila rija	8.000 – 40.000	600 – 2.000	13 – 20
Argila muito rija	5.000 – 60.000	600 – 4.000	8 – 15
Areia siltosa e fofa	500 – 2.000	100 – 500	5 – 4
Silte puro	2.000 – 10.000	200 – 1.500	10 – 6,7
Areia e pedregulho	8.000 – 40.000	1.200 – 5.000	6,7 – 8
Areias sedimentares	7.500 – 40.000	1.000 – 5.000	7,5 – 8
Pedra calcária	80.000 – 20.000.000	3.000 – > 10.000	26,7 – > 2.000
Aterros jovens	500 – 5.000	50 – 300	10 – 16,7
Aterros velhos	4.000 – 15.000	400 – 1.000	10 – 15

Fonte: Adaptado de Ménard (1975).

Tabela 5 - Valores típicos de P_l' e E_M para solos.

ARGILAS					
Tipo	Mole	Média	Rija	Muito Rija	Dura
P_l' (kPa)	0 – 200	200 – 400	400 – 800	800 – 1.600	> 1.600
E_M (kPa)	0 – 2.500	2.500 – 5.000	5.000 – 12.000	12.000 – 25.000	> 25.000
AREIAS					
Tipo	Fofa	Compacta	Densa	Muito Densa	
P_l' (kPa)	0 – 500	500 – 1.500	1.500 – 2.500	> 2.500	
E_M (kPa)	0 – 3.500	3.500 – 12.000	12.000 – 22.500	> 22.500	

Fonte: Adaptado de Briaud (1992).

2.6 Principais vantagens e desvantagens do ensaio

O ensaio pressiométrico apresenta-se como um equipamento relevante na investigação geotécnica, sendo amplamente aplicável em diferentes tipos de solos e rochas. Sua principal vantagem reside na capacidade de reproduzir, de forma controlada, um carregamento radial no terreno, permitindo avaliar diretamente o comportamento tensão–deformação do solo no local do ensaio. Por essa razão, o pressiômetro é frequentemente comparado a uma prova de carga de campo, podendo ser empregado tanto em materiais granulares quanto coesivos, naturais ou compactados, e até mesmo em rochas brandas.

A partir da curva pressão versus volume expandido obtida no ensaio, é possível determinar com rapidez e precisão parâmetros geotécnicos fundamentais, como o módulo de

elasticidade (E) e a pressão limite (P_l), diretamente relacionados à rigidez e à resistência do solo. Mesmo com equipamentos manuais, como o pressiômetro de Ménard, a execução do ensaio e o processamento inicial dos resultados podem ser realizados em poucos minutos, favorecendo decisões técnicas em campo e reduzindo significativamente o tempo de análise em comparação a outros métodos convencionais.

Os resultados pressiométricos possuem aplicação direta no dimensionamento de fundações, sejam estacas ou sapatas, tanto sob cargas verticais quanto horizontais. Além disso, os dados obtidos podem substituir, em muitos casos, as provas de carga sobre placa, resultando em economia de tempo e custo. Por essa razão, o ensaio é amplamente empregado em estudos de capacidade de carga, recalques e interação solo–estrutura, constituindo uma ferramenta para o controle e projeto de fundações.

Entretanto, a precisão e a representatividade dos resultados dependem fortemente da qualidade do furo de sondagem no qual a sonda é instalada. Em solos moles ou arenosos, a perturbação das paredes do furo durante a perfuração pode reduzir significativamente o módulo de deformabilidade obtido, chegando a valores até 30% menores, conforme relatado por Schnaid e Rocha Filho (1994). Em contrapartida, em solos muito compactos ou cimentados, a execução do furo pode ser mais difícil, e a integridade das paredes tende a ser comprometida, introduzindo incertezas adicionais.

Outro fator relevante está relacionado à heterogeneidade natural dos solos. Em perfis residuais, coluvionares ou estratificados, a interpretação das leituras pressiométricas torna-se mais complexa, pois a resposta medida pela sonda representa o comportamento local e pode não refletir fielmente as condições médias do maciço. A presença de camadas com materiais de granulometria contrastante, fragmentos grosseiros ou pedregulhos pode causar distorções nas leituras, dificultando a extrapolação dos resultados para toda a área investigada. Clarke (1995) destaca que, em tais situações, a resposta obtida deve ser analisada com cautela, levando em consideração a natureza heterogênea do depósito.

Além das questões associadas ao solo, a confiabilidade dos resultados depende diretamente da calibração do equipamento. A precisão do ensaio é afetada por perdas de volume no sistema hidráulico, pela dilatação das tubulações e pela resistência da membrana da sonda, fatores que devem ser corrigidos por meio de procedimentos específicos antes de cada campanha de ensaios. Apesar de as normas técnicas prescreverem calibrações detalhadas e rigorosas, erros operacionais ou variações de temperatura e pressão ambiente ainda podem interferir nos resultados. Ademais, o alcance do equipamento é limitado: em solos muito densos ou em profundidades elevadas, a pressão máxima da sonda pode não ser suficiente para

mobilizar o comportamento plástico do solo, restringindo a avaliação de determinados parâmetros.

Outra limitação refere-se à determinação da tensão horizontal no repouso (σ_{h0}), parâmetro estimado a partir do trecho inicial da curva pressão–volume. Essa avaliação pode ser bastante subjetiva, especialmente em solos de baixa coesão, onde o relaxamento das paredes do furo após a perfuração altera o estado de tensões originais. Baguelin *et al.* (1978) ressaltam que, nesses casos, pequenas variações no processo de perfuração podem causar mudanças significativas nas leituras iniciais, comprometendo a interpretação da tensão *in situ*.

A Tabela 6, apresentada a seguir, sintetiza os principais aspectos positivos e restrições associadas ao método, destacando seus fundamentos técnicos, suas aplicações práticas e as dificuldades inerentes à operação e interpretação dos resultados.

Tabela 6 - Vantagens e desvantagens do ensaio pressiométrico.

Tipo de Pressiômetro	Vantagens	Desvantagens
Briaud	<ul style="list-style-type: none"> - Consolidação teórica. - Portátil. - Execução fácil. - Resposta rápida. - Coleta de amostras. - Baixo custo operacional. 	<ul style="list-style-type: none"> - Requer técnico especializado - Amolgamento do solo. - Parâmetros dependem da qualidade do furo.
Ménard	<ul style="list-style-type: none"> - Consolidação teórica. - Portátil. - Execução fácil. - Resposta rápida. - Coleta de amostras. - Baixo custo operacional. 	<ul style="list-style-type: none"> - Requer técnico especializado - Amolgamento do solo. - Parâmetros dependem da qualidade do furo.
Auto-perfurante	<ul style="list-style-type: none"> - Consolidação teórica. - Parâmetros confiáveis. - Aplicável a qualquer solo. 	<ul style="list-style-type: none"> - Amolgamento do solo - Requer técnico especializado - Alto custo operacional
Cone Pressiométrico	<ul style="list-style-type: none"> - Consolidação teórica. - Parâmetros precisos e confiáveis. 	<ul style="list-style-type: none"> - Equipamento robusto. - Equipe altamente treinada necessária. - Alto custo.

Fonte: Adaptado de Lopes (2004).

A interpretação dos resultados obtidos no ensaio pressiométrico exige elevado nível de conhecimento técnico, uma vez que está fundamentada em hipóteses teóricas de elasticidade, plasticidade e expansão de cavidades. Em solos sobreconsolidados, cimentados ou de comportamento não linear, as relações clássicas de interpretação podem não ser diretamente aplicáveis, exigindo ajustes ou a utilização de modelos numéricos mais sofisticados. Briaud (1992) observa que a generalização dos resultados deve ser feita com critério, sobretudo quando se utilizam correlações empíricas para estimar parâmetros como o ângulo de atrito (ϕ') e a coesão efetiva (c'), pois tais relações nem sempre representam adequadamente solos com comportamentos complexos.

Por fim, a análise crítica das vantagens e limitações do ensaio pressiométrico evidencia que, embora se trate de uma ferramenta de grande valor na caracterização geotécnica, sua eficácia depende do controle rigoroso das etapas de execução, calibração e interpretação.

Outros trabalhos podem ser encontrados na literatura acadêmica sobre o uso do pressiômetro de Ménard no estudo de solos carbonáticos. A Tabela 7 apresenta trabalhos relevantes publicados na literatura.

Tabela 7 - Trabalhos sobre o pressiômetro em solos carbonáticos.

(Continua)

Autor / Ano	Material carbonático	Papel do pressiômetro / relevância
Sterianos, B. (1988)	Solos carbonáticos diversos.	Tese clássica sobre propriedades geotécnicas de solos carbonáticos, com um capítulo específico sobre ensaios pressiométricos e sua interpretação para esses solos. Open UCT
Yamamoto, N. (2006)	Areias calcareous (Goodwyn, Dogs Bay).	Tese numérica sobre sapatas rasas em areia. Usa dados de ensaios de cone pressuremeter em areias calcareous (Goodwyn/Dogs Bay) como base de calibração e comparação de parâmetros de rigidez e resistência.
Krueger da Silva, F. (2015)	Solos “bonded”, incluindo areias/litotipos carbonáticos.	Tese sobre propriedades experimentais de solos cimentados (bonded soils), citando explicitamente areias carbonáticas, marls, etc. e discutindo o uso de pressiômetro ou placa de carga para avaliar influência da cimentação na deformabilidade.

(Conclusão)

Autor / Ano	Material carbonático	Papel do pressiômetro / relevância
Cocjin, M. J. (2016)	Solos marinhos incluindo formações calcárias.	Foca na resposta “whole-life” de estruturas móveis offshore. Usa dados in situ (incluindo PMT) em diversos solos marinhos, entre eles solos calcários / calcareous clays, para definir perfis de rigidez e pressões de estado de repouso.
Buckley, R. (2018)	Chalk (rocha calcária, 100% carbonática).	Estudo do comportamento axial de estacas em chalk. Inclui ensaios pressiométricos em maciços calcários para caracterizar rigidez e resistência in situ em rocha carbonática fraca.
Doan, Viet Le (2019/2020)	Argilas calcárias.	Tese sobre comportamento de solos moles para fundações profundas. Apresenta módulos pressiométricos normalizados em formações incluindo argila calcária, usando dados de PMT in situ na interpretação de rigidez.
Teng, Y. (2020)	Areias de diferentes mineralogias (sílica × carbonato).	Tese sobre mecanismos sob fundações rasas em areias. Analisa diferenças de resposta entre areias quartzosas e carbonáticas e discute correlações com resultados de ensaios pressiométricos em areias carbonáticas usados em projetos offshore.
Jerman, J. (2022)	Solos moles incluindo siltes calcários lacustres.	Tese sobre modelos hipoplásticos para interfaces solo–estrutura. Utiliza e discute ensaios de self-boring pressuremeter em siltes calcários e argilas lacustres, relevantes para interpretação de parâmetros em solos carbonáticos de baixa resistência.

Fonte: Autor (2026).

2.7 Projetos de fundações superficiais offshore a partir do PMT

2.7.1 Fundação de aerogerador offshore de gravidade

As fundações de gravidade são elementos maciços de fundação, geralmente executados em concreto armado, que garantem estabilidade por meio de seu próprio peso. Esse tipo de fundação apresenta excelente desempenho em ambientes de baixa profundidade e em solos com baixa resistência ou suscetíveis à instabilidade, assegurando confiabilidade estrutural e segurança operacional. De acordo com Barra *et al.* (2019), tais fundações são elementos fundamentais para a estabilidade global das torres eólicas instaladas em regiões offshore com lâmina d'água de baixa profundidade. A Figura 24 ilustra um exemplo desse tipo de estrutura de fundação.

Figura 24 - Fundação do tipo Base de Gravidade.



Fonte: Adaptado de Esteban (2019).

Conforme destacado por Gonçalves *et al.* (2017), as fundações por gravidade apresentam custo inicial de instalação mais elevado quando comparadas às fundações do tipo monopile. No entanto, essa diferença é compensada pela maior durabilidade e pela redução dos custos de manutenção ao longo da vida útil da estrutura.

Um dos principais desafios relacionados a esse tipo de fundação está na previsão de seu comportamento a longo prazo, especialmente quando submetido a ações dinâmicas. A utilização de modelagens físicas em centrífuga tem se mostrado uma alternativa eficiente para reproduzir as condições reais de carregamento e compreender o desempenho dessas estruturas

(Gonçalves *et al.*, 2017). Paralelamente, o emprego de novos materiais e de métodos construtivos aprimorados tem contribuído para otimizar tanto o processo de instalação quanto as estratégias de manutenção dessas fundações.

Segundo Gonçalves *et al.* (2017) e Barra *et al.* (2019), as chamadas gravity base foundations constituem uma alternativa confiável para a instalação de aerogeradores offshore. Embora apresentem desafios técnicos e logísticos, suas vantagens e o constante avanço das tecnologias de construção e análise estrutural indicam uma tendência de aprimoramento contínuo em termos de eficiência, desempenho e confiabilidade dessas estruturas no contexto da engenharia offshore.

2.7.2 Capacidade de carga a partir do PMT

Capacidade de carga, ou tensão de ruptura, refere-se à máxima tensão ou carga que uma fundação pode suportar antes de causar a ruptura do solo (Barata, 1984). Em 1943, Terzaghi estabeleceu as bases teóricas para o estudo da capacidade de carga em solos sob fundações, tornando-se um pioneiro nessa área. Seu trabalho partiu das pesquisas de Prandtl (1920) sobre a ruptura de massas semi-infinitas sob carregamento compressivo, incorporando fatores como o peso do maciço, o atrito e a coesão na interface entre a fundação e o solo. Como resultado, Terzaghi propôs soluções para fundações diretas de diferentes geometrias: quadradas, circulares e corridas.

A tensão de ruptura de fundações superficiais é determinada a partir dos ensaios de laboratório, mas de forma semi-empírica pode ser determinada utilizando a pressão limite obtida em ensaios pressiométricos com base na expansão de cavidades. No caso das fundações, a expansão das isóbaras de tensões ocorre de forma esférica, enquanto no ensaio pressiométrico, a sonda do equipamento provoca uma expansão das isóbaras de tensões na forma cilíndrica. A relação entre esses dois tipos de expansão é expressa pelo fator de capacidade de carga (k) na Equação (48).

$$k = \frac{P'_{l,eff}}{P'_{l,cl}} \quad (48)$$

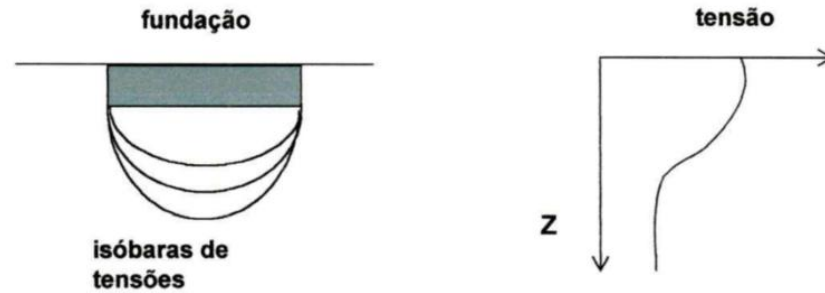
Onde:

$P'_{l,eff}$ = pressão limite efetiva (expansão esférica);

$P'_{i,cl}$ = pressão limite no ensaio pressiométrico (expansão cilíndrica).

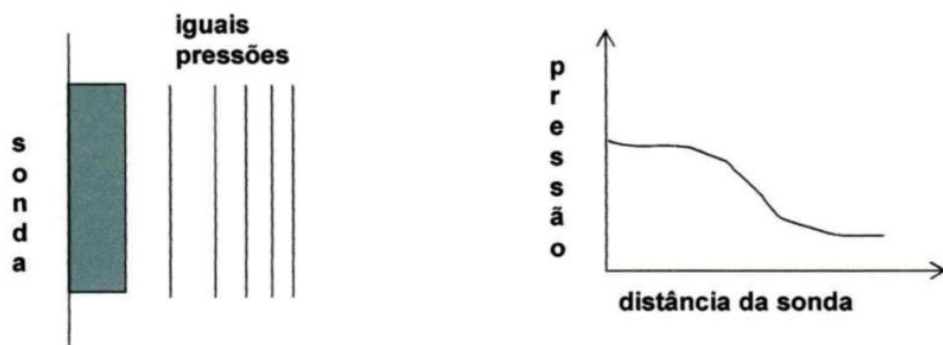
As Figuras 25 e 26 ilustram essas diferentes condições de sollicitação do solo (Briaud, 1992; Clarke, 1995).

Figura 25 - Sollicitação do solo por fundação superficial - expansão esférica.



Fonte: Clarke (1995).

Figura 26 - Sollicitação do solo por sonda pressiométrica - expansão cilíndrica.



Fonte: Clarke (1995).

O fator k é determinado com base nos princípios da Teoria da Plasticidade, sendo influenciado por fatores como o grau de embutimento e as dimensões da fundação. Seu valor mínimo é 0,8, correspondente a uma sapata superficial (não embutida). Em solos argilosos, k pode atingir 1,33, enquanto em areias altamente compactas esse valor pode chegar a 4. Acima de determinada profundidade, o fator k permanece constante (Briaud *et al.*, 1986). Segundo Ménard (1975), a expressão que relaciona a tensão de ruptura na base da sapata com a pressão limite pressiométrica é idêntica à utilizada para calcular a resistência de ponta em estacas. Essa correlação é representada pela Equação (49).

$$Q_r = [k(P'_i) + \sigma_{v0}] A \quad (49)$$

onde:

k é o fator de capacidade de carga;

P'_i é a pressão limite efetiva equivalente média do solo na zona de influência da fundação;

A é a área da sapata;

σ_{v0} é a tensão vertical no nível da fundação.

A pressão limite (P_l) frequentemente varia com a profundidade. Para abordar essa heterogeneidade, Ménard (1963) propôs um método de cálculo da pressão limite equivalente P'_{le} , utilizando a Equação (50).

$$P'_{le} = (P'_{l1} \times P'_{l2} \times P'_{l3} \times \dots \times P'_{ln})^{1/n} \quad (50)$$

Onde P'_{li} são as pressões limites encontradas nas regiões de influência da fundação no solo. Para fundações rasas, esse valor atinge $2B$, abaixo da cota de assentamento, onde B é a largura ou diâmetro da fundação.

Ménard (1963) propôs um ábaco relacionando valores de k ao embutimento equivalente de uma fundação (H_e). O embutimento equivalente é calculado pela Equação (51), sendo P'_{li} a pressão limite efetiva da camada (Δ_{zi}) (Cavalcante, 2007).

$$H_e = \frac{(\sum P'_{li} \times \Delta_{zi})}{P'_{li}} \quad (51)$$

No dimensionamento de fundações, o cálculo da pressão limite equivalente efetiva média e do embutimento equivalente (H_e) deve considerar a estratificação do maciço de solo. Em casos de maciços homogêneos, a resistência se mantém uniforme em toda a profundidade, e a cota H_e corresponde simplesmente à base da fundação.

Em uma situação em que a fundação esta assente sobre duas camadas distintas, a prática convencional adota a pressão limite da camada mais resistente para determinar H_e . Entretanto, esta abordagem pode levar a uma subestimação da capacidade de carga, pois desconsidera o importante efeito de confinamento proporcionado pela camada fraca sobreposta.

Conforme estabelecido por Baguelin *et al.* (1978), a profundidade H_e corresponde ao embutimento da fundação na camada de suporte. No entanto, os mesmos autores propõem uma metodologia que incorpora o efeito confinante da camada sobreposta através da Equação (52).

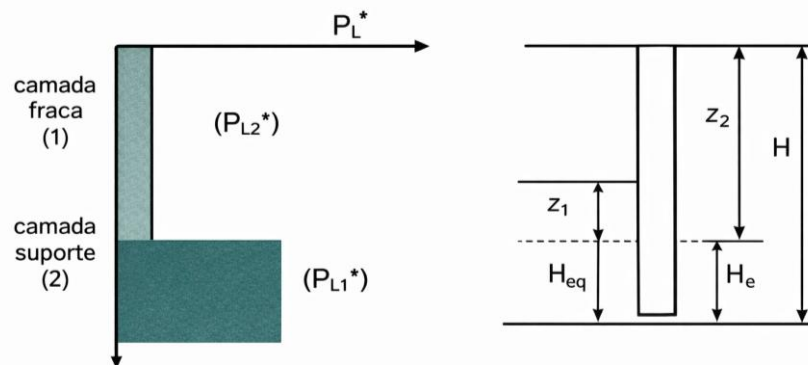
$$H_{eq} = H_e + z_1 \quad (52)$$

onde:

z_1 é o embutimento equivalente relativo na camada menos resistente. Ver a Equação (53) e a Figura 27.

$$z_1 = z_2 x \frac{P'_{l2}}{P'_{l1}} \quad (53)$$

Figura 27 - Fundação sobre maciço composto de duas camadas.



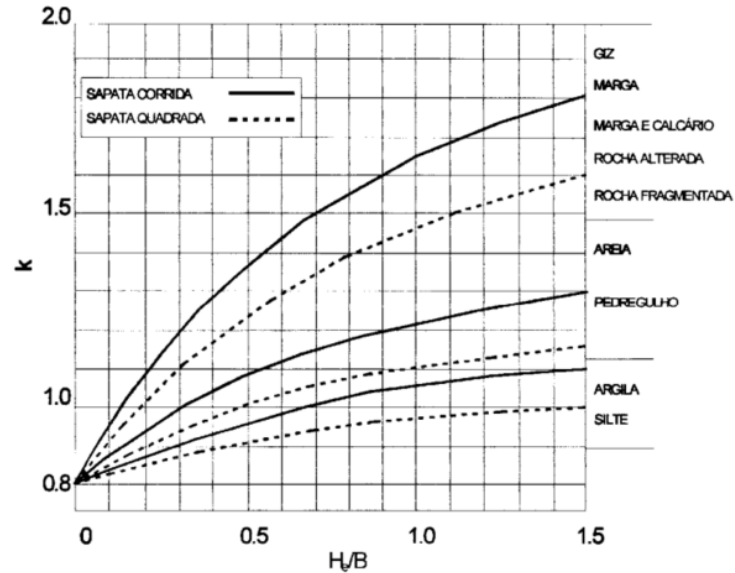
Fonte: Baguelin *et al.* (1978).

A Figura 28 apresenta um ábaco desenvolvido por Clarke (1995) para determinação do fator k , que varia conforme o embutimento relativo H_e/B e o tipo de solo, sendo útil para projetos. Este ábaco foi elaborado com base em resultados de provas de carga realizadas em sapatas de formato quadrado e circular. No caso de sapatas corridas ou retangulares, é necessário aplicar um fator de correção ao valor de k obtido para sapatas quadradas, conforme as equações (54) e (55).

$$k_{corrida} = \frac{k}{1,2} \quad (54)$$

$$k_{\text{retangular}} = \left(\frac{k}{1,2}\right) + \left(\frac{k}{0,6}\right) \cdot \frac{B}{L} \quad (55)$$

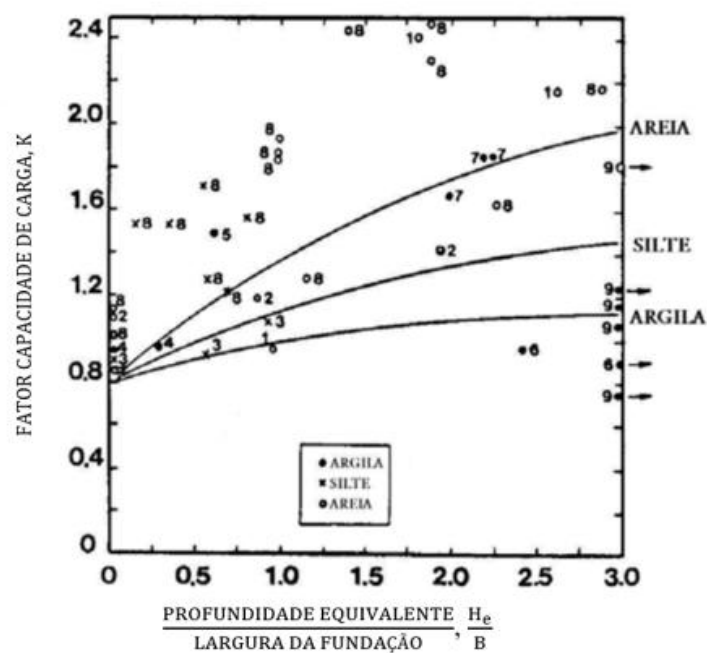
Figura 28 - Valores do fator k para a capacidade de carga.



Fonte: Ménard (1975); Clarke (1995).

A Figura 29 apresenta um ábaco semelhante, mas desenvolvido por Briaud (1992). Nele é possível definir o fator de capacidade de carga k, a partir do tipo de solo, profundidade equivalente e largura da fundação.

Figura 29 - Ábaco para obtenção de k segundo Briaud.



Fonte: Briaud (1992).

2.7.3 Previsão de recalques

O método pressiométrico para previsão de recalques em sapatas apresenta uma abordagem distinta dos métodos tradicionais, fundamentando-se no módulo de elasticidade transversal do solo, enquanto os métodos clássicos se baseiam no módulo de compressibilidade obtido através de ensaios oedométricos. A previsão de recalques, a partir do pressiômetro foi desenvolvida por Ménard e Rousseau (1962) a partir de uma expressão semi-empírica calibrada com provas de carga em escala real realizadas em sapatas quadradas de 1 m de lado. Este método permite determinar o recalque total (r) por meio da Equação (56). (Baguelin *et al.*, 1978; Bustamante & Gianceselli, 1981; Briaud, 1992; Clarke, 1995).

$$r = \frac{2 \cdot q' \cdot B'}{9E_d} \left(\lambda_d \frac{B}{B'} \right)^\alpha + \frac{\lambda_c \cdot q' \cdot B}{9E_c} \alpha \quad (56)$$

onde q' é a tensão líquida aplicada pela fundação, dada pela Equação (57).

$$q' = \frac{Q}{A} = \left(\frac{k \cdot P'_l}{3} \right) \quad (57)$$

E_c e E_d são os módulos pressiométricos dentro das zonas do tensor esférico e desviador, respectivamente;

λ_c e λ_d são os fatores de forma esférico e desviador apresentados na Tabela 8;

α é o fator reológico apresentando na Tabela 9;

B e B' são a menor dimensão da fundação considerada e da fundação de referência utilizada na prova de carga, respectivamente.

As zonas de tensor esférico (ou hidrostático) e tensor desviador representam a decomposição do Tensor de tensão total (σ) que atua em um ponto do solo, separando os efeitos de alteração de volume e de forma. Ao analisar a Equação (56), percebe-se que o recalque total é composto de uma parcela referente ao tensor desviador e outra parcela referente ao tensor esférico. Briaud (1992) e Clarke (1995) estudaram a variação de cada uma dessas parcelas com a profundidade.

Tabela 8 - Fatores de forma para fundações superficiais.

L/B	circular	quadrada	2	3	5	20
λ_c	1,0	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
λ_d	1,0	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50

Fonte: Briaud (1992); Clarke (1995).

Tabela 9 - Fator reológico para vários tipos de solo.

Material	Turfa		Argila		Silte		Areia		Areia e pedregulho	
	E/P_L	α	E/P_L	α	E/P_L	α	E/P_L	α	E/P_L	α
pré-adensada		1	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
normalmente adensada		1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4
alterada e/ou remoldada		1	7 - 9	1/2		1/2		1/3		1/4

Fonte: Ménard (1975).

Fatores reológicos para rochas não apresentados na Tabela 9:

- $\alpha = 1/3$, para rochas muito fraturadas;
- $\alpha = 1/2$, para rochas não fraturadas;
- $\alpha = 2/3$, para rochas levemente fraturadas;

Para a aplicação dessa metodologia para o cálculo de recalques, é preciso levar em consideração a estratigrafia e a homogeneidade do solo. O procedimento de cálculo dos recalques para 3 situações é apresentado a seguir.

Recalque em solo homogêneo

Utilizar a Equação (56), considerando que $E_c = E_d = E_m$, onde E_m corresponde a média dos módulos pressiométricos;

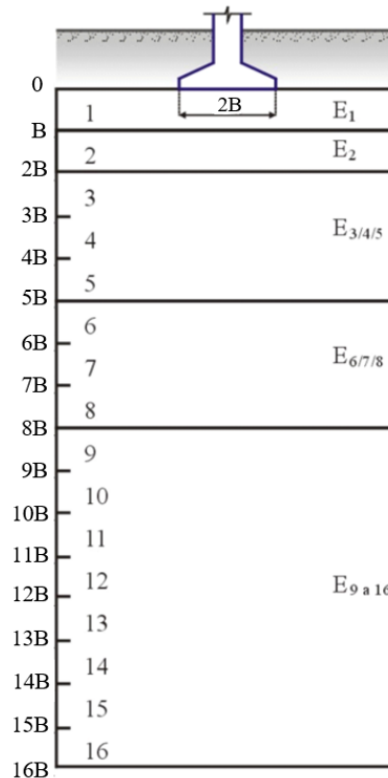
Recalque em solo estratificado

Um perfil de solo constituído de várias camadas é o cenário mais frequente na prática, já que os solos raramente são homogêneos e costumam apresentar variações no módulo

pressiométrico, especialmente com a profundidade. Quando a variação do módulo (E_M) ao longo da profundidade não é excessiva, utiliza-se a Equação (56).

Para determinar os módulos E_c e E_d , o método recomenda dividir o perfil do solo abaixo da fundação em 16 subcamadas, cada uma com espessura igual a $B/2$ (Figura 30). O valor de E_c corresponde ao módulo da primeira camada abaixo da sapata.

Figura 30 - Decomposição do solo em camadas para análise de recalques.



Fonte: Adaptado de Briaud (1992).

Se a diferença máxima entre cada módulo (E_i) e a média (E_m) for inferior a 30%, adota-se $E_d = E_m$. Caso contrário, E_d deve ser calculado como o módulo equivalente das 16 camadas, seguindo a Equação (57).

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{4} \left[\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} + \frac{1}{2,5E_{6/7/8}} + \frac{1}{2,5E_{9/16}} \right] \quad (57)$$

onde:

$E_{p/q}$ corresponde a média harmônica dos módulos das camadas p e q, por exemplo, conforme o exemplificado na Equação (58).

$$\frac{1}{E_{p/q}} = \frac{1}{E_p} + \frac{1}{E_q} \quad (58)$$

Quando o solo apresenta perfil em que há uma camada compressível entre camadas rígidas, recomenda-se determinar o recalque tratando o solo como homogêneo, utilizando o módulo pressiométrico da camada rígida, e somar o recalque adicional proveniente da camada compressível (Alcântara, 1992).

3 DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS UTILIZADOS E DA CAMPANHA DE ENSAIOS

3.1 Generalidades

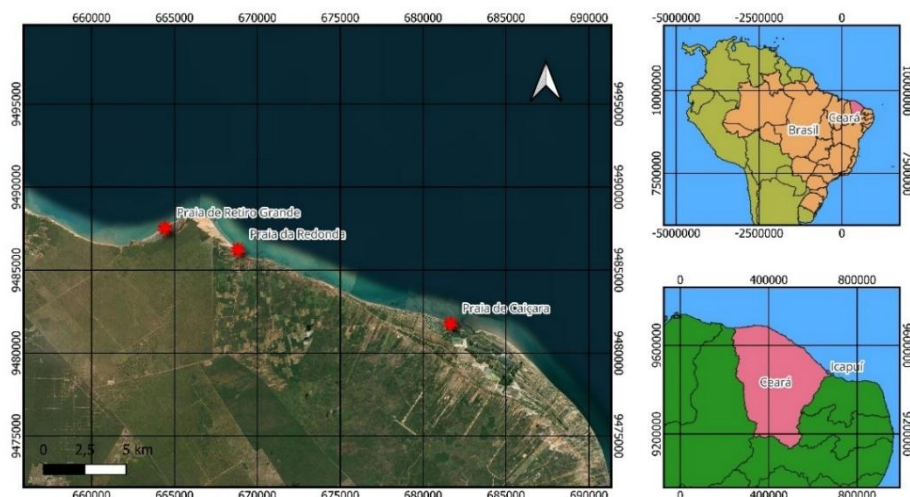
Este capítulo apresenta a descrição do trabalho desenvolvido em campo, ou seja, a escolha e indicação dos locais para realização dos ensaios pressiométricos, bem como descrição dos equipamentos, métodos de ensaio utilizados e problemas enfrentados para a realização desse trabalho. Na sequência é dedicada uma abordagem ao modelo de aerogerador adotado no cálculo da capacidade de carga e recalques da fundação offshore.

3.2 Local dos ensaios

3.2.1 Generalidades

A campanha de ensaios de campo foi desenvolvida em duas cidades litorâneas do Estado do Ceará. A primeira, na cidade de Icapuí, no litoral leste, distante, aproximadamente, 200 km da capital Fortaleza. Os ensaios foram realizados nas praias de Caiçara, Redonda e Retiro Grande. Os locais foram escolhidos por apresentarem areias carbonáticas, conforme estudos de Maia de Almeida *et al.*, (2021). A Figura 31 apresenta a localização dos ensaios realizados em Icapuí.

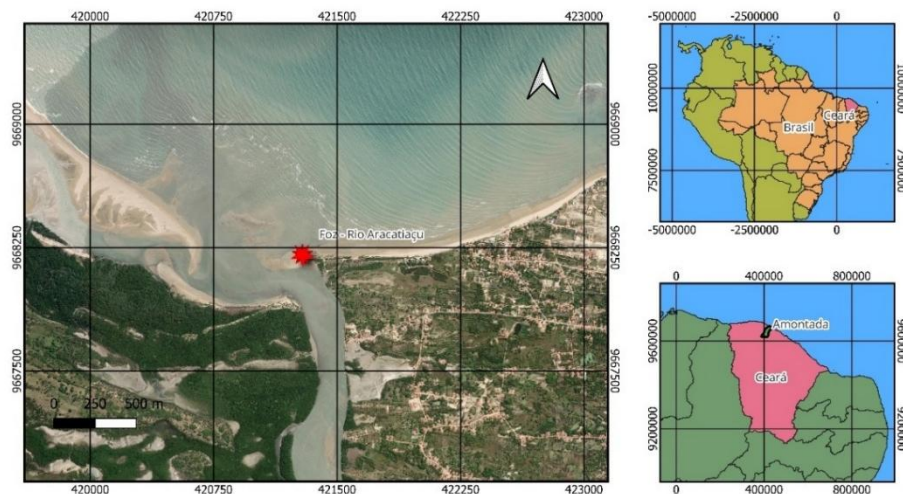
Figura 31 - Localização das praias de Icapuí/CE.



Fonte: Autor (2026).

A segunda, na cidade de Amontada, distante, aproximadamente, 170 km da capital Fortaleza, no litoral oeste do Estado, na praia de Moitas, que possui aproximadamente 5 km de extensão, com paisagem característica do litoral, com areia clara, com conchas, algas, rodolitos e seixos. A Figura 32 apresenta a localização dos ensaios realizados em Amontada.

Figura 32 - Localização da praia de Moitas em Amontada/CE.



Fonte: Autor (2026).

Os ensaios realizados integraram o projeto de pesquisa firmado entre a Universidade Federal do Ceará (UFC) e a empresa Petróleo Brasileiro S.A. (Petrobras), intitulado “Estudo do comportamento geotécnico de solos arenosos”. A escolha das áreas de estudo baseou-se no interesse do projeto em investigar as propriedades das areias carbonáticas do litoral cearense, com a finalidade de compreender o comportamento das areias carbonáticas, de modo a fornecer parâmetros para o estudo de viabilidade técnica de aerogeradores offshore. Tais solos apresentam características singulares e um comportamento mecânico que pode divergir significativamente do observado em areias quartzosas tradicionais.

3.2.2 Aspectos Geológicos do local de estudo

A Praia de Moitas, situada no setor noroeste do litoral cearense, insere-se em um contexto típico das planícies costeiras quaternárias do Nordeste do Brasil. A região é formada por depósitos sedimentares do Holoceno, constituídos essencialmente por areias finas, siltes e argilas, resultantes da interação entre processos marinhos, fluviais e eólicos (Morais *et al.*, 2016). A configuração atual dessas feições sedimentares está diretamente relacionada às

oscilações do nível relativo do mar ocorridas ao longo do Holoceno, como demonstrado por estudos de reconstituição paleoambiental em diversas áreas da costa brasileira (Suguio *et al.*, 2013).

O relevo costeiro é caracterizado pela presença de cordões arenosos e extensos campos de dunas móveis, moldados pela ação persistente dos ventos alísios, que funcionam como indicadores das variações climáticas e morfodinâmicas da linha de costa (Maia *et al.*, 2018).

O embasamento geológico da área pertence à Formação Barreiras, composta por arenitos e argilitos de idade Terciária, os quais afloram de forma esparsa no interior do continente (CPRM, 2015). A dinâmica costeira contemporânea é fortemente condicionada pelas marés semidiurnas, responsáveis pela formação de bancos de areia e zonas de arrebentação, enquanto recifes submersos dissipam parte da energia das ondas, protegendo a linha de costa e favorecendo o desenvolvimento de pequenas piscinas naturais (Pinheiro *et al.*, 2019; Soares *et al.*, 2020).

Os solos dominantes são classificados como Neossolos Quartzarênicos, apresentando textura predominantemente arenosa, alta permeabilidade e baixa fertilidade natural. Tais características impõem limitações ao desenvolvimento da vegetação, restringindo-a a espécies adaptadas a ambientes salinos e a condições de déficit hídrico (Oliveira *et al.*, 2017; Araújo; Martins, 2018). A Figura 33 mostra uma fotografia da praia de Moitas/CE.

Figura 33 - Vista da Praia de Moitas, Amontada/CE.



Fonte: Autor (2026).

As praias de Icapuí, localizadas no setor leste do litoral cearense, integram o contexto geológico da Bacia Potiguar, onde depósitos sedimentares quaternários recobrem formações do grupo Barreiras, datadas do Terciário. A configuração semicircular observada na Praia da Redonda constitui um exemplo marcante da influência erosiva das ondas sobre recifes de idade pleistocênica, conforme identificado por análises geocronológicas recentes (Castro, 2020).

A dinâmica sedimentar dessa porção costeira é controlada por um regime de deriva litorânea predominante no sentido norte-sul, o qual contribui para o acúmulo de bancos arenosos submersos e para a formação de piscinas naturais delimitadas por recifes coralíneos (Lima *et al.*, 2019).

Do ponto de vista estratigráfico, o perfil sedimentar apresenta três níveis bem definidos: uma camada superior de areias quartzosas contendo fragmentos bioclásticos (0–2 m), uma camada intermediária composta por siltes e argilas (2–5 m) e, em profundidade, arenitos da Formação Tibau, característicos do embasamento local (>5 m), conforme os levantamentos realizados pela Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM, 2020).

As análises granulométricas conduzidas por Soares *et al.* (2021) indicam a predominância de areias finas e bem selecionadas, evidenciando o retrabalhamento contínuo dos sedimentos por ação marinha. Essa configuração sedimentológica reflete a interação dinâmica entre correntes de maré, energia de ondas e ventos alísios, que, em conjunto, esculpem e remodelam constantemente o ambiente costeiro da região. As Figuras 34 (a), (b) e (c) mostram fotografias das praias de Icapuí/CE.

Figura 34 - Vista das praias de Caiçara (a), Redonda (b) e Retiro Grande (c).



(a)



(b)



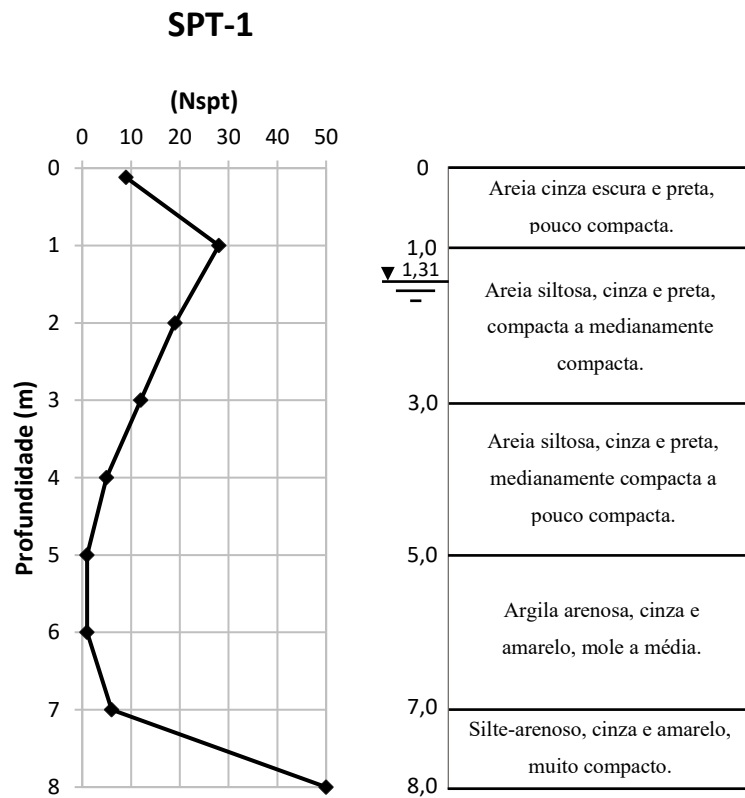
(c)

Fonte: Autor (2026).

3.2.3 Características geotécnicas do local de estudo

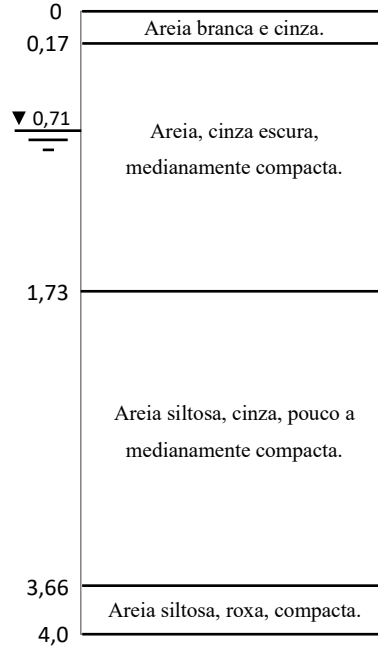
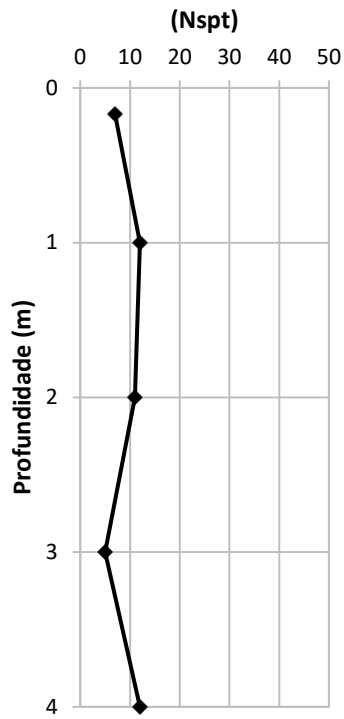
Nos locais de estudo da presente pesquisa, foram realizados ensaios de sondagem a percussão (SPT). A Figura 35 (a), (b) e (c) apresenta os respectivos perfis de resistência à penetração.

Figura 35 - Perfis de N_{spt} (a) Caiçara, (b) Retiro grande (c) Moitas.



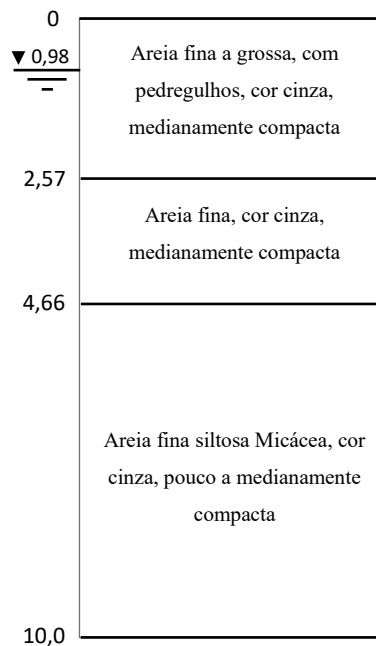
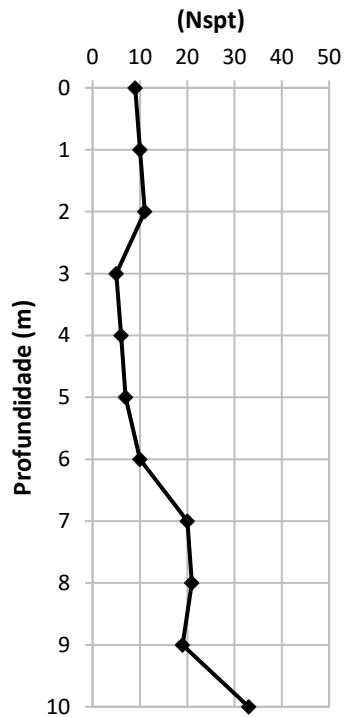
(a)

SPT-3



(b)

SPT-4



(c)

Pelo ensaio SPT-1, realizado na praia de Caiçara, o subsolo apresenta uma areia cinza escura, pouco compacta, até a profundidade de 1,0 m, seguido de camadas mais compactas até a profundidade de 4,63 m, onde foi registrado uma camada de argila, escura e muito mole, de 4,63 m a 7,64 m. Após essa profundidade foi encontrado uma camada de silte-arenoso, cinza amarelo, muito compacto, atingindo o impenetrável na profundidade de 8,0 m. O índice de resistência à penetração variou de 1 a 50 golpes. O nível da água foi encontrado na profundidade de 1,31 m. Não foi realizado ensaio de sondagem SPT na praia da Redonda, por não ser, inicialmente, um local previsto para a realização de ensaios. Durante a campanha de ensaios houve um ajuste no cronograma e o local foi escolhido para a realização de um ensaio pressiométrico. Para a sondagem SPT-3, realizado na praia de Retiro grande, o perfil de subsolo é constituído de areia branca a cinza escura, medianamente compacta até a profundidade de 3,66 m, quando transita para uma areia siltosa, com pedregulhos de laterita, vermelha e roxa, medianamente compacta. O índice de resistência à penetração variou de 5 a 12 golpes. O nível da água foi encontrado na profundidade de 0,71 m. A sondagem SPT-4 apresentada revela que o perfil do subsolo, para a praia de Moitas, é constituído principalmente de areia compacta, de cor amarelada e de solo argiloso a partir de 6,0 m. O índice de resistência à penetração variou de 5 a 33 golpes. O nível da água foi encontrado na profundidade de 0,98 m.

3.3 Campanha de ensaios

3.3.1 Generalidades

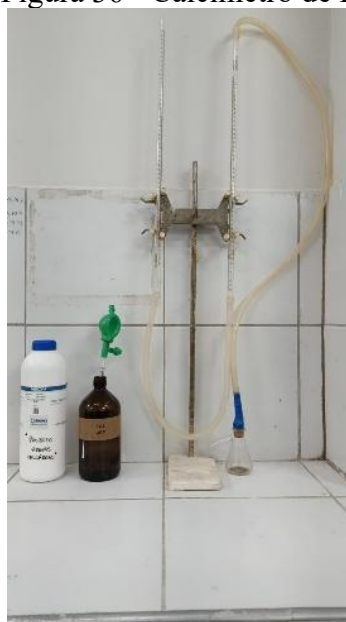
A campanha de ensaios contou com uma série de 4 ensaios pressiométricos, realizados em pré-furo, um executado na Praia de Moitas, em Amontada/CE e três ensaios em Icapuí/CE, realizados na praia de Caiçara, Redonda e Retiro grande, respectivamente. Em Icapuí, foram realizados os seguintes ensaios: na praia de Caiçara foi realizado o ensaio PMT-1, até a profundidade de 8,0 m, sendo o pré-furo executado com trado manual e prosseguindo com avanço estabilizado com lama betonítica. Na praia da Redonda, foi realizado o ensaio PMT-2, até a profundidade de 3,0 m, com pré-furo feito com trado manual. Na praia de Retiro Grande foi realizado o ensaio PMT-3, até a profundidade de 4,0 m, sendo o pré-furo executado com trado manual e prosseguindo com avanço estabilizado com lama betonítica. Na praia de Moitas foi realizado o ensaio PMT-4, até a profundidade de 8,0 m, sendo o pré-furo executado com trado manual e prosseguindo com avanço estabilizado com lama betonítica. As profundidades atingidas foram determinadas a partir das limitações presentes em cada local para a realização

do ensaio. No furo de PMT-1 o perfil de sondagem SPT indicou a presença de um silte arenoso, muito compacto na profundidade de 8,0 metros, o que inviabilizou o avanço da perfuração. No furo PMT-2, o furo foi realizado com trado manual até a profundidade de 3,0 metros. A partir desta a areia apresentava-se muito compacta e o trado manual não avançava. Para o furo PMT-3, a presença de formação barreiras inviabilizou o avanço do furo e no furo PMT-4 o furo foi realizado até a profundidade contratada de 8,0 metros.

Foi determinado o teor de carbonato das amostras coletadas do ensaio de SPT com o Calcímetro de Bernard modificado. O ensaio consiste na medição indireta do teor de carbonato, através do volume de uma solução salina deslocado pelo gás carbônico produzido na reação do carbonato de cálcio presente no solo com o ácido clorídrico (HCl). Uma amostra de controle de carbonato puro é utilizado como amostra de referência.

O ensaio de Calcímetro de Bernard modificado foi realizado no Laboratório de Geologia e Geofísica Marinha Aplicada a Energia, do curso de Geologia. A Figura 36 apresenta a aparelhagem do equipamento utilizado.

Figura 36 - Calcímetro de Bernad modificado.



Fonte: Autor (2026).

O ensaio consiste na desagregação química de uma amostra de solo via ataque com ácido clorídrico (HCl) para a liberação de dióxido de carbono (CO_2) proveniente dos carbonatos presentes. O volume de gás desprendido é mensurado por meio do deslocamento da coluna de água em uma bureta graduada, sendo o sistema mantido sob pressão e temperatura controladas.

A quantificação do teor de carbonato de cálcio ($CaCO_3$) é obtida via curva de calibração com uma amostra de carbonato puro.

3.3.2 Ensaio Pressiométricos

3.3.2.1 Equipamento utilizado

O Pressiômetro de Ménard da Apageo é composto por três unidades interligadas: (1) a fonte de pressão, (2) a unidade de controle de pressão e volume (CPV) e (3) a sonda pressiométrica, responsável pela interação direta com o solo. A fonte de pressão é constituída por um cilindro de alumínio com capacidade aproximada de 0,9 m³, projetado para suportar pressões de até 200 kgf/cm² de gás nitrogênio (N₂). Esse cilindro garante o fornecimento contínuo e estável de pressão durante a execução do ensaio. A Figura 37 mostra o equipamento adquirido pela Universidade Federal do Ceará para a realização dos ensaios dessa pesquisa. O equipamento produzido pela Apageo possui tecnologia para leitura automática de dados do ensaio através do dispositivo GeosSPAD e interpretação através do software GeoVision.

Figura 37 - Pressiômetro de Ménard.



Fonte: Autor (2026).

A unidade de controle e medição desempenha papel central na operação. Nela estão instalados os manômetros, responsáveis pela leitura da pressão aplicada na sonda, e o volumímetro, que registra a variação volumétrica associada à expansão da sonda pressiométrica. O conjunto é calibrado de modo a minimizar perdas de pressão e volume. A CPV é conectada à sonda por meio de uma tubulação semirrígida paralela, com cerca de 25 m de comprimento, permitindo o controle do ensaio a partir da superfície. As mangueiras, reforçadas e de baixa deformabilidade, reduzem perdas de volume.

A sonda pressiométrica do tipo BX, com dimensão de 45 cm de comprimento e 6 cm de diâmetro, possui relação comprimento/diâmetro (L/D) próxima de 7,5 e constitui o elemento ativo do sistema. Ela é composta por um núcleo metálico cilíndrico oco, internamente dividido em três células independentes: uma célula central de medição, onde ocorre a expansão principal, e duas células de guarda nas extremidades. As células são delimitadas por membranas de borracha superpostas, que asseguram o confinamento radial e a uniformidade da pressão aplicada. A água pressurizada é injetada na célula central por orifícios laterais projetados no interior da sonda, enquanto as células de guarda recebem ar pressurizado, atuando como zonas de compensação para evitar deformações longitudinais e garantir uma expansão cilíndrica para a célula central. A Figura 38 apresenta a estrutura interna de uma sonda do tipo BX.

Figura 38 - Partes da sonda pressiométrica.

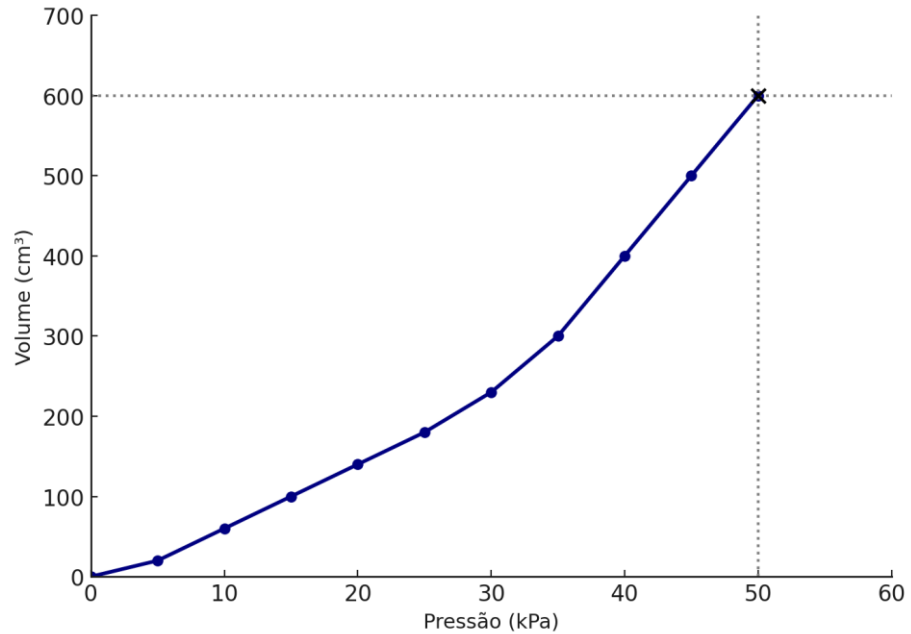


Fonte: Autor (2026).

A pressão limite da membrana central, observada durante ensaios de expansão até volumes próximos de 600 cm³, costuma situar-se em torno de 50 kPa, valor compatível com o

desempenho padrão relatado na literatura técnica. A Figura 39 apresenta uma curva típica para a verificação da resistência da membrana da célula central.

Figura 39 - Curva típica de resistência da membrana da célula central.



Fonte: Autor (2026).

Na extremidade inferior da sonda, encontra-se ainda um dispositivo de descarga que permite a drenagem do fluido com o objetivo de saturar o sistema, garantindo um adequado funcionamento do equipamento. A Figura 40 apresenta a sonda inflada ao ar livre.

Figura 40 - Sonda inflada ao ar livre.

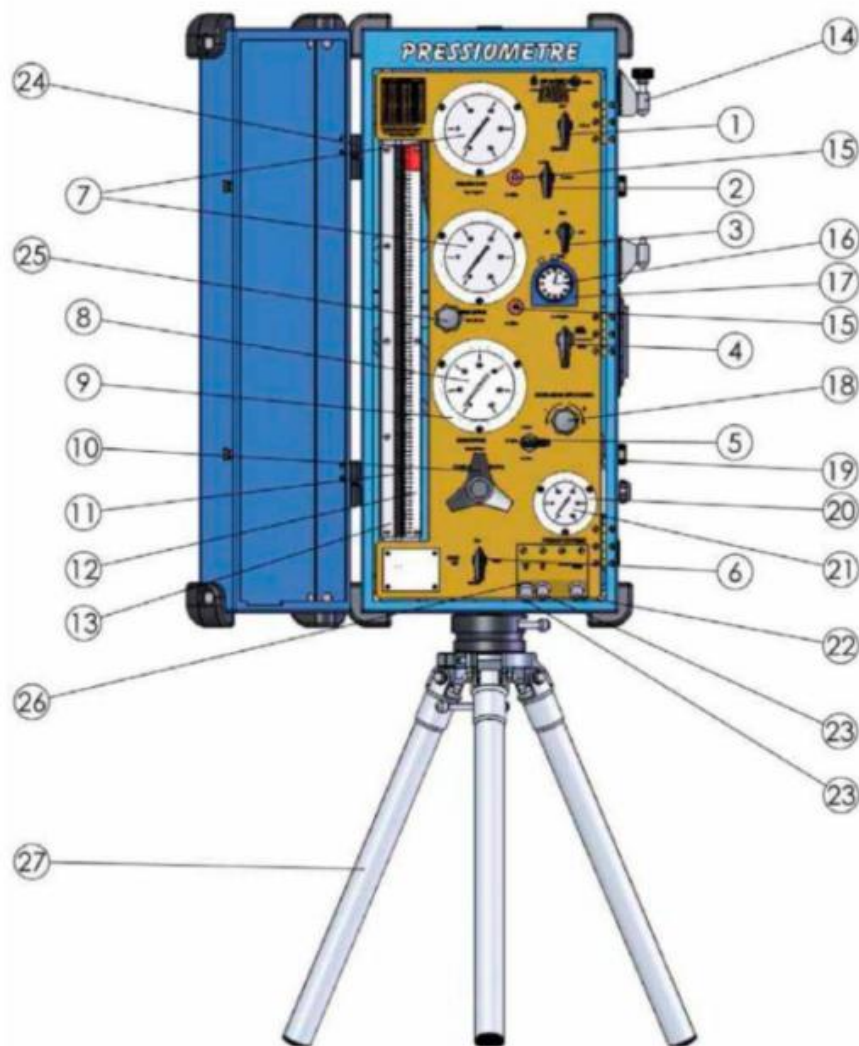


Fonte: Autor (2026).

3.3.2.2 Unidade de Controle de Pressão e Volume (CPV)

A Figura 41 apresenta a Unidade de Controle de Pressão e Volume e seus respectivos mecanismos enumerados. O equipamento é produzido pela empresa francesa Apageo.

Figura 41 - Detalhes da Unidade de Controle - UC.



Fonte: Apageo (2023).

A Tabela 10 apresenta o significado de cada número indicado na Figura 41. O motivo de apresentar essa tabela é mostrar, preliminarmente, a função de cada mecanismo da Unidade de Controle de Volume e Pressão. Para maiores detalhes o autor recomenda a leitura do manual do equipamento Apageo.

Tabela 10 - Lista de componentes do sistema da Unidade de Controle.

Lista de componentes do sistema	
Índice	Descrição
1	Válvula de bloqueio do circuito de gás.
2	Válvula de seleção de gás 25/100 bar.
3	Válvula de alívio para gás e água.
4	Válvula de inversão 0-10m.
5	Válvula de seleção de água 25/100/60 bar.
6	Válvula de bloqueio do circuito de água.
7	Manômetro 0-25 bar (saída vertical).
8	Manômetro 0-60 bar célula central (saída vertical).
9	Anel de calibração 0-100 bar.
10	Regulador de pressão principal.
11	Tubo de visão completo.
12	Régua de medição de volume (800cc).
13	Placa de cobertura em policarbonato para tubo de visão.
14	Articulação de fixação para Unidade Geospad.
15	Conector rápido fêmea para manômetro adicional.
16	Temporizador de minuto.
Observação: Também disponível sem dispositivo de nivelamento.	

Fonte: Apageo (2023).

3.3.2.3 Tubulações e Conexões

As tubulações que conectam a unidade de controle à sonda pressiométrica são elementos essenciais para a precisão dos ensaios, assegurando a transmissão eficiente de pressão e volume entre os componentes do sistema (Apageo, 2023). No Pressiômetro de Ménard, essas tubulações podem ser dispostas em dois arranjos principais: o paralelo e o coaxial, cada um apresentando implicações distintas no desempenho do equipamento (Baguelin *et al.*, 1978).

O sistema paralelo é composto por dois condutos independentes, um destinado à condução de água e outro ao gás pressurizado, geralmente fabricados em polímeros de alta densidade reforçados com malhas metálicas. Essa configuração é simples e eficiente, porém mais suscetível a pequenas variações volumétricas. Já o sistema coaxial adota um arranjo mais sofisticado, em que o tubo de água é posicionado concentricamente dentro do tubo de gás. Essa disposição reduz as deformações elásticas e a dilatação térmica, pois o tubo interno é submetido apenas à diferença de pressões entre os dois fluidos, garantindo maior estabilidade metrológica (D4719 ASTM, 2020; 22476-4 ISO, 2012).

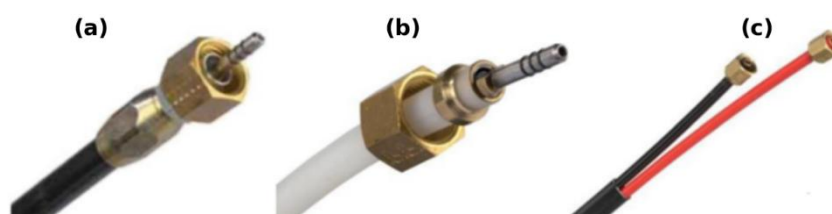
A escolha do sistema de tubulação deve considerar aspectos como o diâmetro interno, que influencia a vazão e o tempo de resposta; a rigidez, que afeta a propagação das pressões; e

o coeficiente de dilatação térmica, relevante em ensaios prolongados ou sob variações de temperatura. A integridade física e a calibração periódica das tubulações são indispensáveis para garantir a confiabilidade dos resultados pressiométricos.

Conforme ilustrado na Figura 42, os sistemas comerciais disponíveis incluem:

- (a) Configuração coaxial para ensaios de alta pressão;
- (b) Arranjo coaxial adaptado para baixas pressões;
- (c) Sistema convencional de tubulação paralela.

Figura 42 - Três principais tipos de sistemas de tubulação.



Fonte: Apageo (2023).

3.3.2.4 Preparação do equipamento

Com o objetivo de preparar o equipamento para a realização dos ensaios pressiométricos, o Manual de Operações do Pressiômetro Ménard e as normas técnicas pertinentes estabelecem uma sequência de procedimentos que devem ser rigorosamente seguidos. Em primeiro lugar, procede-se à montagem do equipamento. Nessa etapa, as diferentes partes do sistema são conectadas de forma adequada: a unidade de controle é instalada sobre o tripé e ligada, por meio de um cabo, ao cilindro de gás nitrogênio, onde a unidade de controle é pressurizada. Posteriormente, a sonda é conectada à tubulação, que por sua vez é acoplada à unidade de controle. Nesse momento, procede-se à verificação do volume de água contido no volumímetro, sendo o complemento realizado somente após a etapa de saturação completa da tubulação e da própria sonda.

Em seguida, realiza-se a saturação do sistema. Para isso, aplica-se uma pressão inicial de aproximadamente 20 kPa à sonda, retirando-se a porca de expurgo localizada em sua extremidade inferior, quando a sonda começar a inflar. Essa operação permite a eliminação do ar presente nas tubulações e no interior da sonda. O processo deve continuar até que se constate a saída de bolhas de ar seguida por um fluxo contínuo de água, momento em que a porca é novamente posicionada para vedar o sistema. Uma vez concluído esse procedimento, considera-

se que todo o conjunto está completamente saturado e em condições adequadas de funcionamento. A Figura 43 apresenta a saída de água da sonda durante a etapa de saturação.

Figura 43 - Detalhe da saturação da sonda.



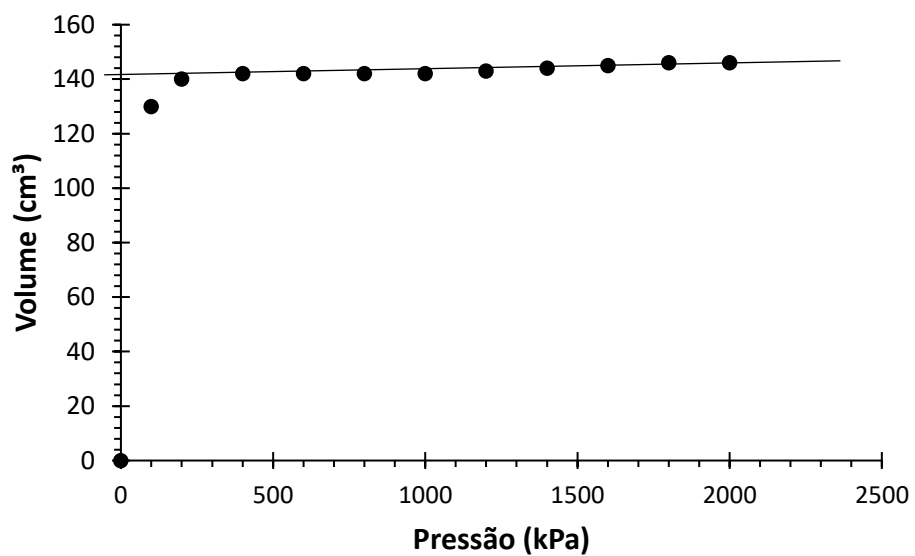
Fonte: Autor (2026).

O passo seguinte consiste na verificação de possíveis vazamentos no sistema. Essa avaliação pode ser feita por meio da inflação da sonda em ambiente livre, de modo a permitir uma inspeção visual das tubulações e conexões em busca de indícios de escape de água ou ar. Alternativamente, pode-se acompanhar a evolução do volume registrado no volumímetro, verificando se este se estabiliza em um valor fixo. Caso isso não ocorra, a hipótese de existência de vazamentos em alguma parte ou conexão do sistema deve ser considerada, exigindo correção antes da continuidade do ensaio.

Uma vez garantida a estanqueidade, passam-se à execução dos procedimentos de calibração, etapa fundamental antes de qualquer campanha experimental. Inicialmente, procede-se à verificação da resistência da membrana que compõe a célula central, seguida da expansão repetida do conjunto. Em seguida, a sonda é introduzida em um tubo de aço de elevada rigidez, a fim de realizar a calibração do sistema. Esse ensaio de calibração é conduzido mediante a aplicação de 14 estágios de pressão, sendo os dois primeiros incrementados em 100 kPa e os demais em incrementos de 200 kPa. Essa estratégia busca garantir uma definição mais precisa da porção inicial da curva de resposta do equipamento. Os resultados obtidos nesse procedimento estão representados na Figura 44.

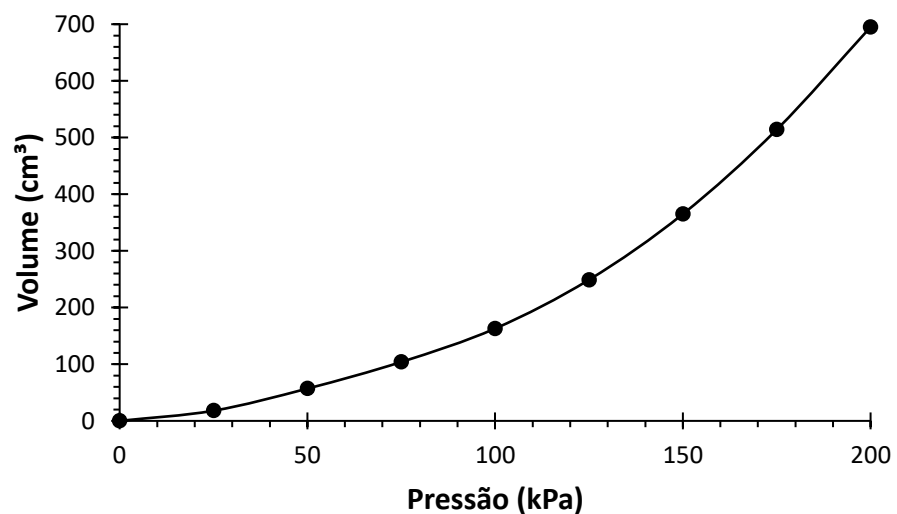
Para a calibração das perdas de pressão, a sonda é retirada do tubo e submetida a diversas expansões em ambiente livre, posicionada no mesmo nível do manômetro medidor de pressão. Nesse caso, aplicaram-se 10 estágios de pressão, cada um com incremento de 25 kPa. O comportamento obtido foi registrado e está ilustrado na Figura 45. Esse procedimento complementa a calibração anterior e assegura que os registros obtidos nos ensaios de campo representem de forma fidedigna a resposta do solo, descontando as deformações associadas ao sistema de medição.

Figura 44 - Curva típica de calibração de perda de volume do sistema.



Fonte: Autor (2026).

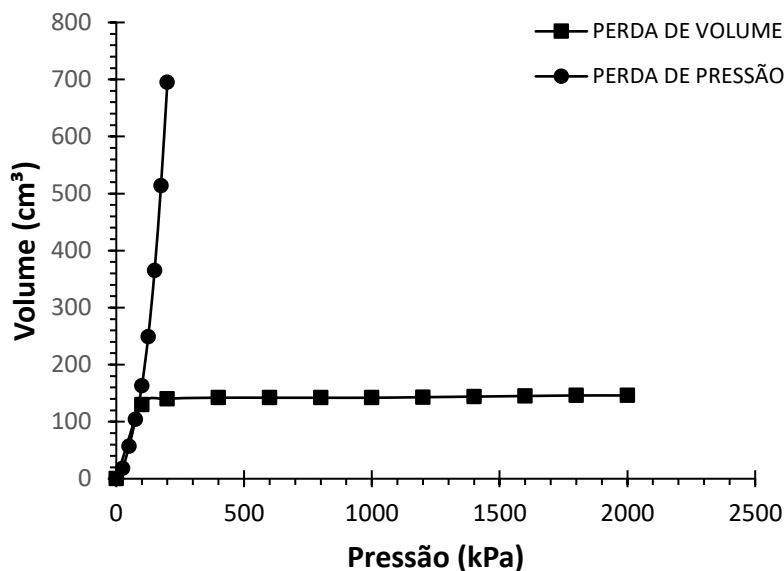
Figura 45 - Curva típica de calibração de perda de pressão da sonda.



Fonte: Autor (2026).

As duas curvas de calibração podem ser representadas de forma sobreposta, conforme a Figura 46. As mesmas serão utilizadas para corrigir os dados brutos produzidos no ensaio.

Figura 46 - Curvas de calibração de Perda de volume e Pressão.



Fonte: Autor (2026).

3.3.2.5 Execução do furo

A campanha de investigação geotécnica foi realizada mediante a execução de quatro furos. Foram utilizadas duas técnicas distintas de perfuração adaptadas às condições do subsolo e aos recursos disponíveis. Para os furos PMT-1, PMT-3 e PMT-4, adotou-se uma abordagem mista, empregando trado manual do tipo concha, com 65 mm de diâmetro, nos primeiros dois m de profundidade e posteriormente realizou-se a circulação de água com lama bentonítica. Já o furo PMT-2 foi realizado apenas com o emprego de um trado do tipo concha de 65 mm de diâmetro. A escavação do furo PMT-2 foi realizada pelo próprio autor deste trabalho com o apoio do grupo de pesquisa da Pós-graduação em Geotecnia da UFC, enquanto que a escavação dos furos PMT-1, PMT-3 e PMT-4 foi realizada com avanço por circulação de água e lama de estabilização bentonítica por empresa contratada. A Figura 48 mostra o furo realizado para o ensaio PMT-2 e as Figuras 47, 49 e 50 mostram a execução dos furos para os ensaios PMT-1, PMT-3 e PMT-4, respectivamente.

Figura 47 - Execução do furo para o ensaio PMT-1.



Fonte: Autor (2026).

Figura 48 - Furo para o ensaio PMT-2.



Fonte: Autor (2026).

Figura 49 - Execução do furo para o ensaio PMT-3.



Fonte: Autor (2026).

Figura 50 - Execução do furo para o ensaio PMT-4.



Fonte: Autor (2026).

3.3.2.5.1 Pré-furo a trado

O trado manual representa um instrumento indispensável na execução de pré-furos para ensaios pressiométricos, sendo amplamente utilizado devido à sua simplicidade operacional em investigações de média profundidade. Trata-se de uma haste metálica provida de lâmina helicoidal ou tipo concha, com diâmetros que variam entre 60 e 70 mm, possibilitando a perfuração em solos. A Figura 51 apresenta o trado manual utilizado nesta pesquisa, composto de um trado do tipo concha de 65 mm de diâmetro, 6 m de hastes e duas chaves de grifo para realizar o rosqueamento das mesmas.

Figura 51 - Trado manual utilizado.



Fonte: Autor (2026).

3.3.2.6 Execução dos ensaios

Após a realização dos procedimentos descritos no item 3.3.2.4 e da execução do furo até a cota de ensaio, a sonda pressiométrica pôde ser posicionada dentro do furo, sendo feita o registro das informações iniciais de profundidade, pressão diferencial, pressões a serem adotadas e volume inicial para dar início ao ensaio. A execução, propriamente dita do ensaio, consiste na liberação controlada de gás nitrogênio (N_2), via regulador de pressão, para que a sonda infle e provoque a expansão da cavidade cilíndrica do furo. Os instantes de 15,30 e 60 segundos são registrados para cada estágio de pressão aplicada. Para determinar a quantidade de estágios de pressão a serem aplicados, foram adotadas as recomendações de Briaud (1992) que sugerem os valores dos estágios de acréscimos de pressão a serem utilizados a partir da estimativa da pressão limite para o solo investigado. A recomendação da literatura é que sejam realizados, no mínimo 10 estágios de carregamento para que se obtenha uma curva típica para o ensaio.

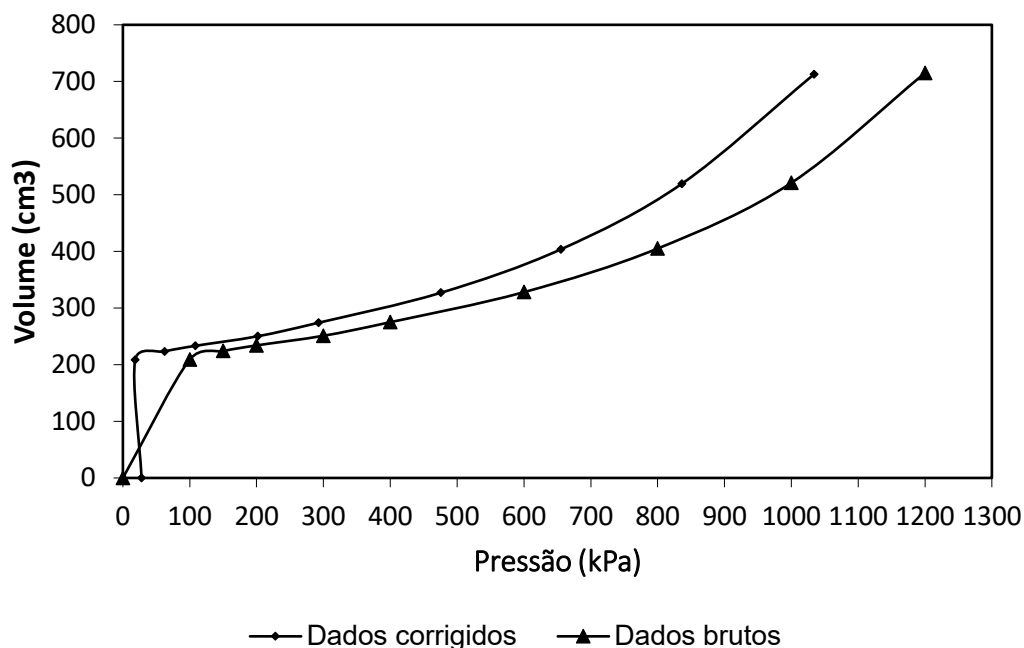
A pressão diferencial deve ser verificada e ajustada a cada metro de realização do ensaio, com o objetivo de garantir uma expansão cilíndrica para a célula central da sonda pressiométrica. Em ensaios realizados exatamente a 10 m de profundidade, o ajuste é simplificado, pois a pressão natural da coluna d'água na tubulação corresponde a aproximadamente 100 kPa, valor que atende à necessidade de pressão diferencial sem requerer complementos. Para profundidades inferiores a 10 m, torna-se necessário adicionar pressão complementar às células-guarda, compensando a pressão hidrostática insuficiente. Por outro lado, em ensaios acima dos 10 m, o processo se inverte: o excesso de pressão gerado pela coluna d'água deve ser equilibrado através da redução da pressão aplicada nas células-guarda.

3.3.3 Interpretação dos resultados

Os dados registrados em um ensaio pressiométrico permitem traçar a curva pressiométrica, que relaciona as variações de pressão no eixo das abcissas e as variações de volume no eixo das ordenadas. Esses dados iniciais são chamados de brutos, visto que precisam ainda de tratamento para considerar as possíveis perdas de pressão devido a resistência oferecida pela membrana da sonda e a perda de volume devido a expansão das tubulações. Além das perdas de pressão e volume, a pressão devido a coluna d'água deve ser contabilizada, a depender da posição da UC e da sonda. Após as devidas correções, os valores obtidos são utilizados para construir uma curva pressiométrica corrigida daquele ensaio. Os parâmetros

geotécnicos apresentados anteriormente podem ser determinados a partir dessa curva corrigida. Na Figura 52 é mostrado um gráfico típico com as curvas pressiométricas obtidas com os dados brutos e com os dados corrigidos.

Figura 52 - Curva pressiométrica típica bruta e corrigida.



Fonte: Autor (2026).

3.3.3.1 Módulos Pressiométricos (E_M , E_r)

Os módulos de deformabilidade foram calculados a partir da curva pressiométrica utilizando equações específicas: o módulo pressiométrico inicial (E_M) foi determinado pela Equação (31), considerando os pontos (P_1, V_1) e (P_2, V_2) no trecho pseudo-linear da curva, embora esta seleção envolva certa subjetividade, é possível determinar esses valores de forma sistematizada através das recomendações da norma americana D1749 (ASTM, 2020); o módulo de elasticidade transversal (G) foi obtido pela Equação (36) e o primeiro módulo cíclico (E_r) foi calculado mediante a Equação (32). Para todos os cálculos, adotou-se um coeficiente de Poisson de 0,33, valor adotado, conforme NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000).

3.3.3.2 Pressão limite (P_l) e Pressão limite efetiva (P_l')

A pressão limite (P_l) foi avaliada mediante dois métodos distintos: o método normativo francês e o método "Log v". O primeiro método consistiu na determinação direta da pressão correspondente ao dobro do volume inicial do furo a partir da curva pressiométrica corrigida. Quando esta abordagem não se mostrou aplicável, optou-se pelo segundo método, que se baseia na construção de gráficos logarítmicos de pressão versus volume (medido após 60 segundos), utilizando em média três pontos representativos da fase plástica da curva pressiométrica. A linearização desses pontos e sua subsequente extrapolação até o volume equivalente ao dobro do volume inicial do furo permitiu a estimativa de P_l . Este procedimento foi particularmente útil nos casos em que o solo apresentou comportamento plástico acentuado durante os ensaios.

Complementarmente, determinou-se a pressão limite efetiva (P_l') através da diferença entre a pressão limite obtida e a tensão horizontal no estado de repouso (σ_{h0}). Esta abordagem permite avaliar a resistência real do solo, descontando o efeito das tensões em campo.

3.3.3.3 Pressão de Fluência (P_f) e Pressão de Fluência Efetiva (P_f')

A caracterização do comportamento plástico do solo foi realizada através da análise das curvas pressiométricas obtidas nos ensaios de campo. Embora todas as curvas apresentassem claramente o trecho correspondente à fase plástica, a baixa compactidade do depósito estudado impossibilitou a determinação direta e precisa da pressão de fluência (P_f) por simples inspeção visual dos gráficos. Para superar esta limitação, adotou-se a metodologia consagrada na literatura técnica, conforme proposta por Ménard (1975) e normatizada pela NF P94-110 (2000), que consiste na construção de um gráfico auxiliar relacionando as variações volumétricas (ΔV) entre os intervalos de 30 e 60 segundos com as respectivas pressões aplicadas.

A pressão de fluência efetiva (P_f') foi avaliada seguindo procedimento análogo, porém com maior grau de subjetividade na interpretação dos resultados. Esta dificuldade metodológica decorre da transição entre as fases elástica e plástica, característica marcante de solos pouco consistentes, que não apresentam um ponto de inflexão bem definido nas curvas pressiométricas.

3.3.3.4 Tensão Horizontal no Repouso (σ_{h0})

A avaliação da tensão horizontal no repouso pode ser realizada mediante o método gráfico proposto por Brandt (1978), que consiste na construção de duas retas características: uma tangente à curvatura inicial da curva pressiométrica corrigida e outra correspondente ao trecho elástico do solo. O ponto de intersecção dessas retas define o valor de σ_{h0} . Este método, embora prático e amplamente utilizado, apresenta limitações inerentes à sua natureza gráfica, sendo particularmente sensível à subjetividade na definição dos trechos tangenciais. Sua principal vantagem reside na capacidade de compensar parcialmente os efeitos de perturbação causados pela perfuração do furo de sondagem.

Segundo Cavalcante (1997), nos casos onde a curvatura inicial não apresenta características adequadas para aplicação direta do método, pode-se adotar uma abordagem alternativa que envolve a utilização do valor bruto obtido da curva não corrigida, seguido da aplicação de correções específicas. Esta metodologia mostra-se particularmente útil para a determinação de outros parâmetros geotécnicos, como o módulo pressiométrico inicial (E_M), permitindo a identificação estimada desse parâmetro.

3.3.4 Dificuldades encontradas durante a realização dos ensaios

Por se tratar de um equipamento de utilização relativamente recente e restrita no Brasil e, mais especificamente, na região Nordeste, ocorreram previsíveis dificuldades durante a realização dos primeiros ensaios e que são mencionados a seguir.

- Execução do furo: O pressiômetro de Ménard, por ser do tipo pré-furo, exige rigor na execução da sondagem. A principal dificuldade residiu em garantir a uniformidade do diâmetro com o trado concha, visto que a operação manual e o avanço das hastes impõem movimentos rotacionais que causam irregularidades e amolgamento nas paredes do furo. Para mitigar tais efeitos e minimizar a perturbação do solo, os furos foram executados com cautela extrema.
- Presença de lençol freático: Em certas situações, de ocorrência de N.A com pouca profundidade, não foi possível avançar a escavação do furo unicamente com trados. Neste contexto, o avanço pode ser efetuado com a utilização de um tubo ranhurado (slotted tube) e, de forma mais efetiva, por circulação d'água e lama de estabilização betonítica.
- Influência do operador: Na realização do ensaio pressiométrico, a habilidade do operador tem influência concreta na qualidade dos dados obtidos. Operações inadequadas

implicam em erros na correção da pressão diferencial, na aplicação das pressões a sonda, bem como nas leituras realizadas no volumímetro. Problemas podem ocorrer no momento de desinflar a sonda, após o término do ensaio, pois caso o regulador de pressão principal não esteja na posição correta, há possibilidade de ocorrer o esvaziamento de gás nitrogênio do cilindro.

- Controle de qualidade dos ensaios: Com relação ao controle da qualidade dos ensaios sugere-se que, seja traçado um gráfico preliminar da relação pressão x volume durante ou imediatamente após a realização de cada ensaio. Neste contexto, uma planilha eletrônica pode ser utilizada para auxiliar esse procedimento. Essa prática permite uma análise imediata do desempenho do ensaio em relação ao método de perfuração utilizado. Dessa forma, é possível avaliar a eficácia da técnica empregada e, se necessário, optar por uma alternativa caso os resultados não atendam às expectativas dos resultados dos ensaios.
- Cilindro de gás nitrogênio: A escassez de gás torna-se um problema recorrente quando não há um cilindro reserva para a realização dos ensaios. Essa situação pode ser agravada em solos que exigem ensaios com pressões elevadas, já que, nessas condições, um cilindro de gás é rapidamente esvaziado após a realização de poucos testes. Dessa forma, para evitar interrupções, recomenda-se manter sempre um cilindro reserva devidamente abastecido.
- Rompimento da membrana: Na execução do ensaio PMT-2, a membrana externa da sonda rasgou na realização do ensaio no terceiro metro de profundidade. A explicação para isso se deve ao contato da membrana, quando inflada, com conchas e pedregulhos pontiagudos que acabaram por rasgar a membrana. O ensaio foi interrompido para realizar o esvaziamento e extração da sonda do furo. Assim que a sonda danificada foi removida do furo, o ensaio pôde ser retomado com o uso de uma sonda reserva. A Figura 53 mostra a sonda no momento exato que a membrana rasgada foi removida do furo.

Figura 53 - Membrana da sonda rasgada.



Fonte: Autor (2026).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Considerações Iniciais

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos dos ensaios pressiométricos realizados na campanha experimental, conforme detalhado anteriormente. Para a condução dos ensaios, foram seguidas as recomendações estabelecidas nas normas técnicas D4719 (ASTM, 2020, 22476-4 (ISO, 2012) e NF P94-110 (AFNOR, 2000).

4.2 Curvas de Calibração

Com base nos valores de pressão e volume obtidos, bem como nas calibrações previamente realizadas, os resultados foram devidamente ajustados de modo a considerar a rigidez da membrana, a influência da pressão hidrostática no interior da tubulação (não registrada pelos manômetros) e a compressibilidade do sistema. Os dados de calibração referentes ao pressiômetro empregado encontram-se organizados na Tabela 11 e ilustrados graficamente nas Figuras 54, 55 e 56. Ressalta-se que a pressão hidrostática varia em função da profundidade na qual cada ensaio foi conduzido.

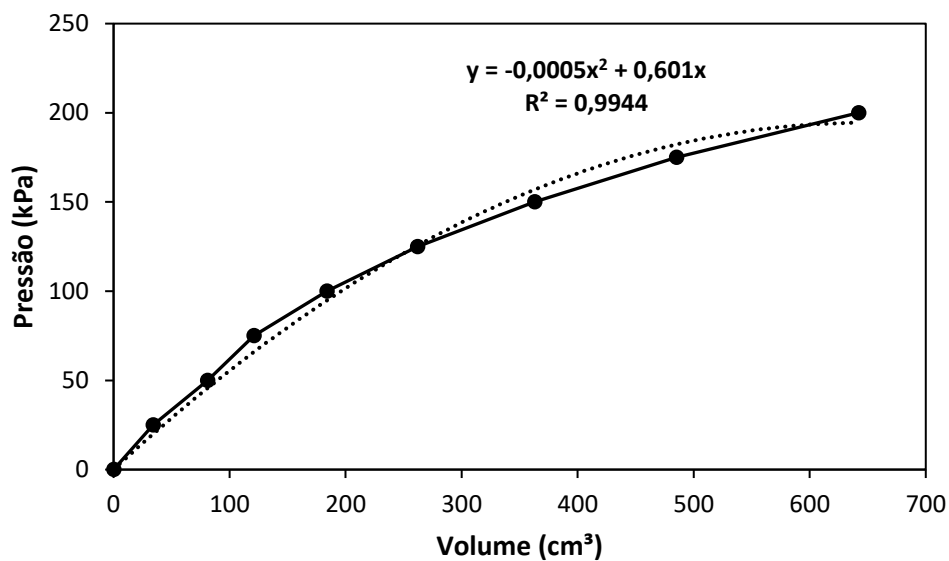
Tabela 11 - Calibrações de Perda de volume e pressão.

CALIBRAÇÕES REALIZADAS				
Perda de Pressão			Perda de Volume	
Data: 10/04/2025			Data: 10/04/2025	
Pressão (kPa)	Volume (cm³)	Volume (cm³)	Pressão (kPa)	Volume (cm³)
	PMT 2 e PMT 4	PMT 1 e PMT 3		PMT 1 a 4
0	0	0	0	0
25	34	44	100	117
50	81	94	200	120
75	121	153	400	123
100	184	230	600	125
125	262	340	800	126
150	363	471	1000	127
175	485	664	1200	127
200	642		1400	128
			1600	129
			1800	129
			2000	130

Fonte: Autor (2026).

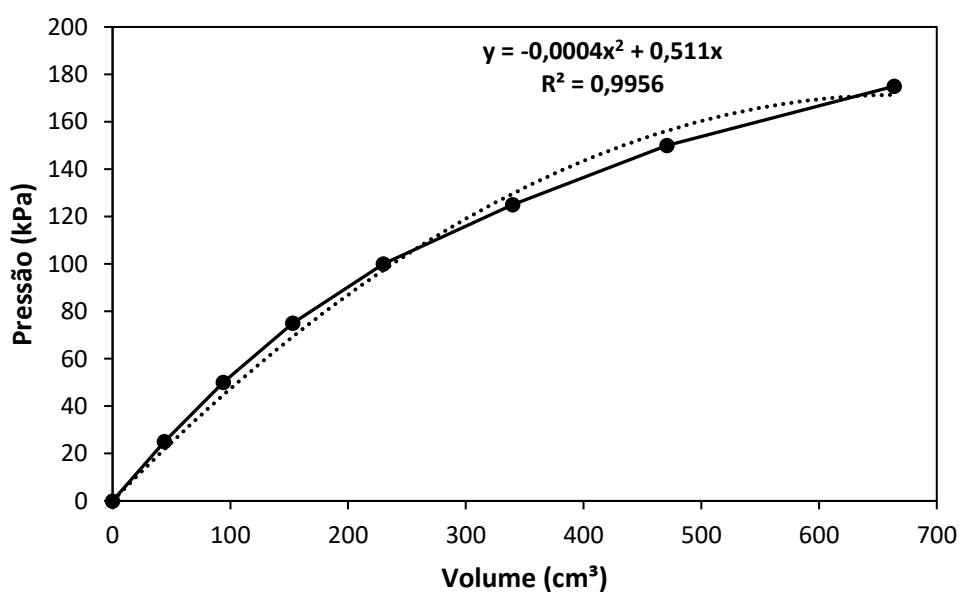
As calibrações de perda de pressão e perda de volume foram realizadas no mesmo dia. A calibração de perda de pressão foi realizada nas duas sondas pressiométricas do equipamento, enquanto que a calibração de perda de volume teve seus valores muito próximos para ambas as sondas, de modo que apenas uma curva de calibração de perda de volume foi adotada para ambas as sondas, conforme visto na Tabela 11.

Figura 54 - Curva de calibração de perda de pressão do PMT-1 e PMT-3.



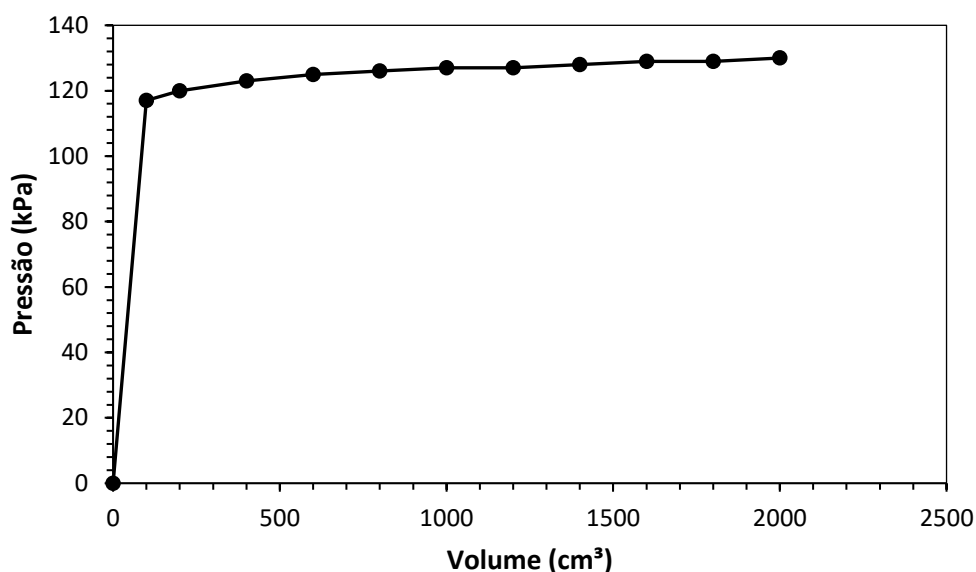
Fonte: Autor (2026).

Figura 55 - Curva de calibração de perda de pressão do PMT-2 e PMT-4.



Fonte: Autor (2026).

Figura 56 - Curva de calibração de perda de volume.



Fonte: Autor (2026).

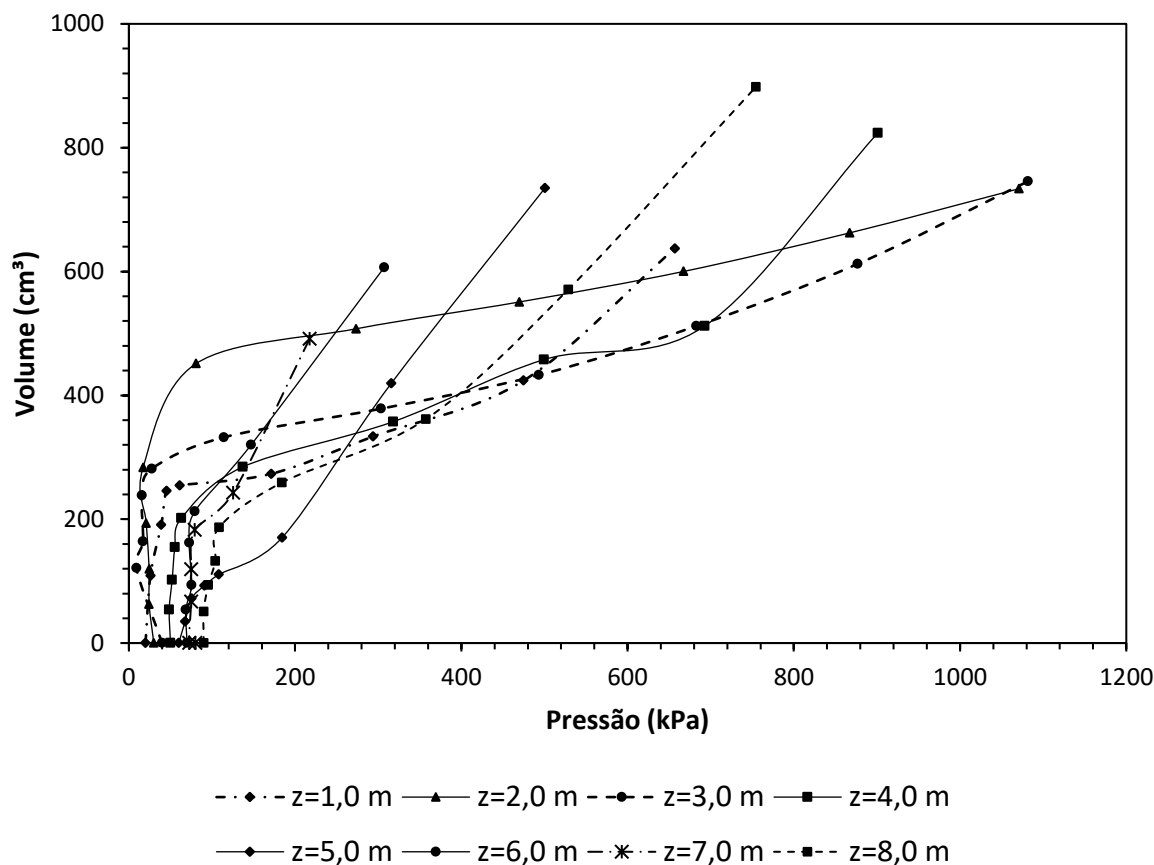
A análise das Figuras 54 a 55 permite constatar que as calibrações realizadas fornecem resultados adequados. Os ajustes polinomiais de segunda ordem obtidos a partir dos dados de perdas de pressão têm como objetivo simplificar o processo de correção das pressões brutas. Assim, para a determinação do valor correspondente à perda, basta substituir os volumes medidos em cada ensaio nas equações polinomiais ajustadas previamente estabelecidas. No caso da calibração referente à perda de volume, ilustrada na Figura 56, observa-se de forma clara o ponto em que a sonda entra em contato com as paredes do tubo de calibração — identificado pela extensão do trecho retilíneo da curva. O volume correspondente a esse ponto, denominado V_c , é de aproximadamente 122 cm³. Essa medida utilizada no cálculo do volume de referência da sonda em condição de repouso. Além disso, a inclinação do trecho linear dessa curva permite avaliar a compressibilidade do sistema que compõe o pressômetro, expressa em cm³/kPa. Para a sonda 01, o valor do coeficiente de compressibilidade do sistema é $a' = 0,005625$ cm³/kPa e para a sonda 02, o valor é de $a' = 0,003571$ cm³/kPa.

4.3 Curvas Pressiométricas do ensaio PMT-01

O furo PMT-1, foi realizado até a profundidade de 8,0 m. A Figura 57 mostra as curvas de Pressão (kPa) x Volume (cm³) corrigidos dos ensaios realizados no furo PMT-1 nas profundidades de 1 a 8 m. Após as devidas correções dos valores de pressão e de volume brutos, foram traçadas as curvas corrigidas, das quais foram calculados os valores das pressões iniciais

(P_0), das pressões de fluência (P_f) e das pressões limite (P_l). A partir desses valores os parâmetros de deformabilidade e de resistência foram determinados.

Figura 57 - Curvas pressiométricas corrigidas do ensaio PMT-1.



Fonte: Autor (2026).

As curvas obtidas, tanto as brutas quanto as corrigidas, de forma geral, ficaram bem definidas, apresentando os trechos de recompressão, pseudo-elástico e plástico, característicos da curva teórica (ver Apêndice A). Observou-se ainda, que a grande maioria das curvas apresentou pequenos trechos de recompressão, indicando que os furos foram, em geral, executados dentro do limite da tolerância dos ensaios. Também de maneira geral, verificou-se que as curvas apresentaram, em seus trechos finais, uma variação de volume crescente para uma pequena variação de pressão, indicando que estava ocorrendo deformações plásticas.

Pela análise da Figura 57 percebe-se para a profundidade de $z=2,0$ m, que o furo foi alargado acima do diâmetro recomendado para a sonda pressiométrica, que ocorreu devido ao início do avanço do furo por circulação de água com lama betonítica. O próprio traçado da curva indica a execução do furo com diâmetro acima do recomendado. Devido a isso, parte

considerável do volume presente na unidade de controle foi perdida até que a sonda conseguisse tocar as paredes do furo. Neste caso, foi consumido um volume superior a 400 cm³ para que a sonda encostasse nas paredes do furo e igualasse as tensões geostáticas. Mesmo assim, a curva apresentou os trechos típicos de um ensaio pressiométrico. Para a profundidade de 7,0 m, percebe-se que a curva não apresentou qualidade, indicando que o furo foi perturbado pelo processo de execução, de modo a impossibilitar a construção de uma curva pressiométrica típica. Os estágios de carga não foram suficientes para gerar uma curva pressiométrica completa e o furo possivelmente apresentava diâmetro inadequado para a realização do ensaio. Não foi clara a apresentação do trecho pseudo-elástico nem do plástico, dada a pequena quantidade de estágios de carga realizados nessas profundidades. Devido a isso o resultado de P_l a profundidade de 7,0 m não foi obtido.

Esse tipo de resultado foi pouco frequente na campanha de ensaios e, quando ocorreram, ocorreram nos furos que foram executados com estabilização via lama bentonítica. Nas demais curvas do ensaio PMT-1 foi observado nitidamente os trechos de recompressão, pseudo-elástico e plástico, característicos da curva teórica apresentada na Figura 9.

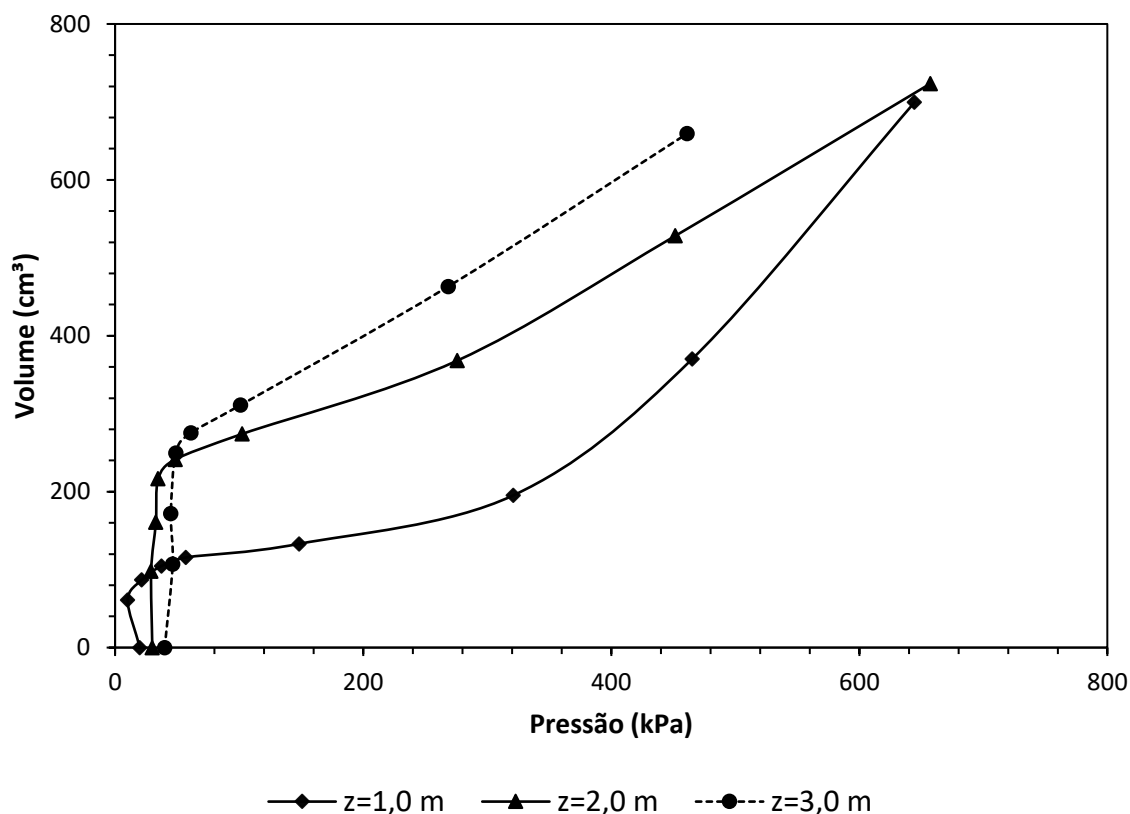
4.4 Curvas Pressiométricas do ensaio PMT-02

O ensaio PMT-2, foi realizado até a profundidade de 3,0 m. A Figura 58 mostra as curvas de Pressão (kPa) x Volume (cm³) dos ensaios realizados no furo PMT-2 nas profundidades de 1, 2 e 3 m. No ensaio, o pré-furo foi realizado apenas com trado manual, apresentando resultados consistentes para os ensaios realizados nas profundidades de 1,0 m e de 2,0 m. Nestes, as paredes do furo apresentaram estabilidade, tendo em vista que não havia lençol freático, nas profundidades do ensaio, o que provocaria o desmoronamento das paredes do furo, inviabilizando o avanço apenas com trado manual.

Nesse ensaio, foi observado que as camadas superiores, de 1 e 2 metros, apresentaram maior resistência a expansão da membrana, quando comparado com as camadas inferiores. Para o ensaio realizado na profundidade de 3,0 m observa-se, pela curva, que um volume maior foi exigido no trecho de recompressão. Isso foi atribuído a alterações nas dimensões do furo ocasionadas pelo rompimento da membrana da sonda pressiométrica durante a realização do ensaio. Após o incidente, a mesma foi removida, e a sonda reserva foi utilizada na continuidade dos ensaios. Além disso, o dano causado nas paredes do furo pela sonda que rompeu pode ter aumentado o diâmetro do furo, causando perturbações que influenciaram na forma da curva

pressiométrica. Não foi possível o avanço do furo tendo em vista a dificuldade em avançar com o trado manual.

Figura 58 - Curvas pressiométricas corrigidas do ensaio PMT-2.

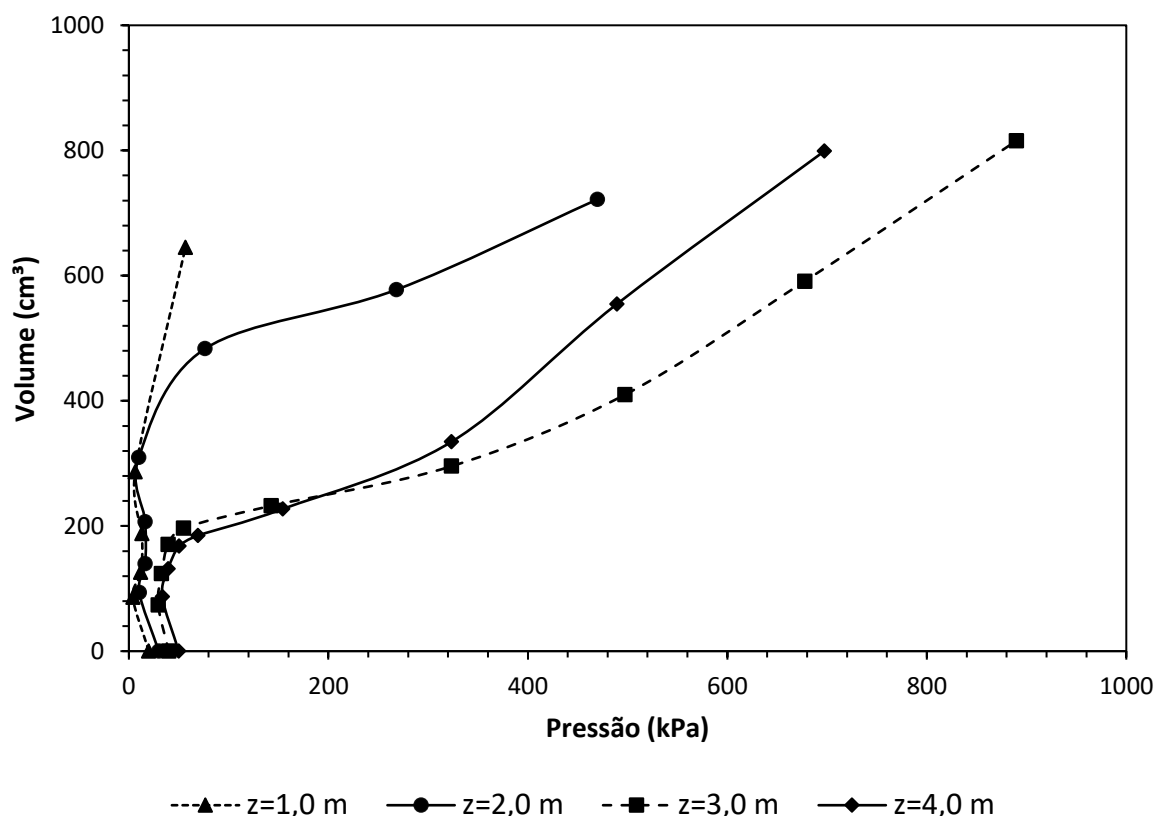


Fonte: Autor (2026).

4.5 Curvas Pressiométricas do ensaio PMT-03

O ensaio PMT-3, foi realizado até a profundidade de 4,0 m. A Figura 59 mostra as curvas de Pressão (kPa) x Volume (cm³) dos ensaios realizados no furo PMT-3 nas profundidades de 1 a 4 m. Neste ensaio pressiométrico observa-se que as curvas obtidas nas profundidades de 1,0 m e 2,0 m não foram consistentes. Apenas nas profundidades de 3,0 e 4,0 m as curvas pressiométricas apresentaram resultados com a consistência esperada. Assim como nos ensaios dos demais locais, cujos furos foram executados com circulação de água e lama betonítica, observa-se que os 2 primeiros metros de escavação, a técnica de escavação provocou aumento do diâmetro do furo, gerando um relaxamento nas tensões do solo e reduzindo a capacidade de resistência a expansão da sonda pressiométrica.

Figura 59 - Curvas pressiométricas corrigidas do ensaio PMT-3.

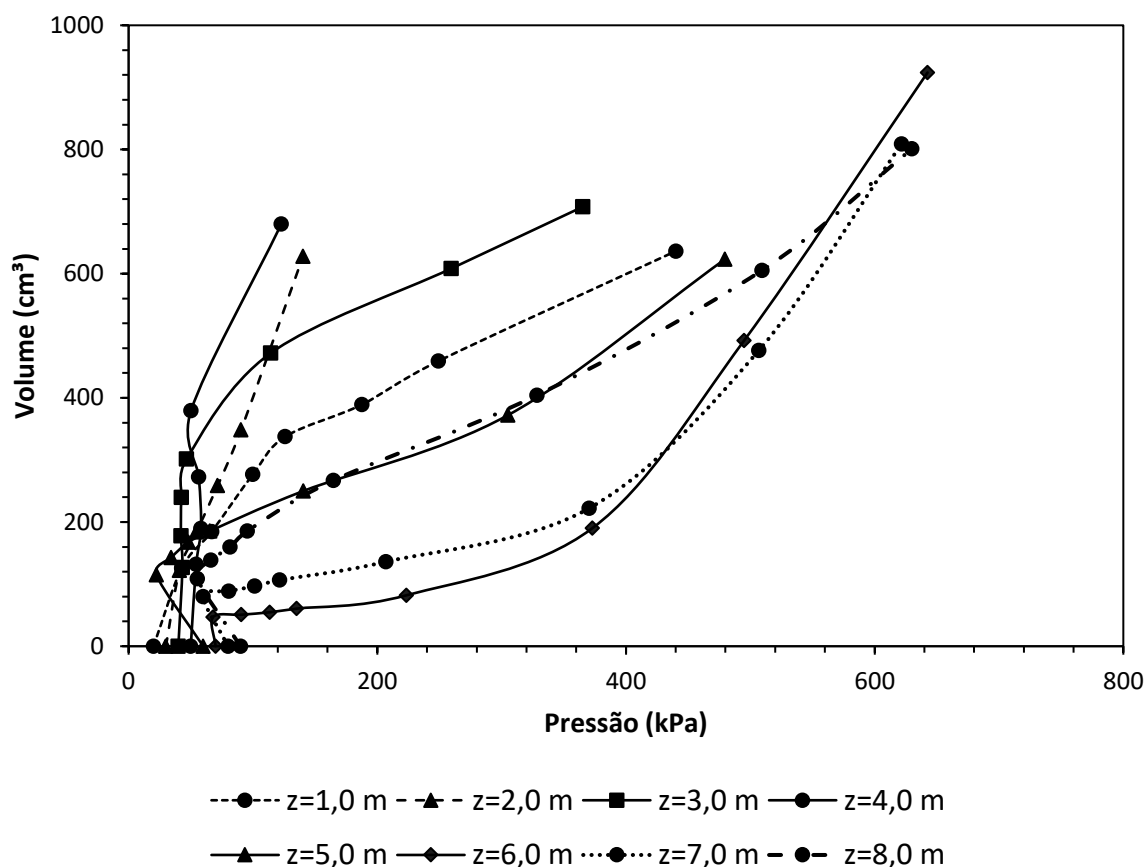


Fonte: Autor (2026).

4.6 Curvas Pressiométricas do ensaio PMT-04

O ensaio PMT-4, foi realizado até a profundidade de 8,0 m. A Figura 60 mostra as curvas de Pressão (kPa) x Volume (cm³) dos ensaios realizados no furo PMT-4 nas profundidades de 1 a 8 m. Neste ensaio observa-se curvas das profundidades de 1,0 m a 4,0 m com formatos não foram consistentes. Neste caso, o furo foi bastante perturbado pelo processo de escavação com circulação de lama bentonítica. Para os ensaios de profundidades de 1,0 m e 3,0 m de profundidade, foi possível a determinação apenas de P_0 e da inclinação do trecho pseudo-elástico. Para as profundidades de 2,0 m e 4,0 m, os ensaios apresentaram resultados considerados não adequados, mas que permitiram alguma interpretação. Nas profundidades de 5, 6 e 7 m as curvas obtidas apresentaram formato consistente com os trechos de recompressão, pseudo-elástico e plástico bem definidos.

Figura 60 - Curvas pressiométricas corrigidas do ensaio PMT-4.



Fonte: Autor (2026).

4.7 Parâmetros Pressiométricos

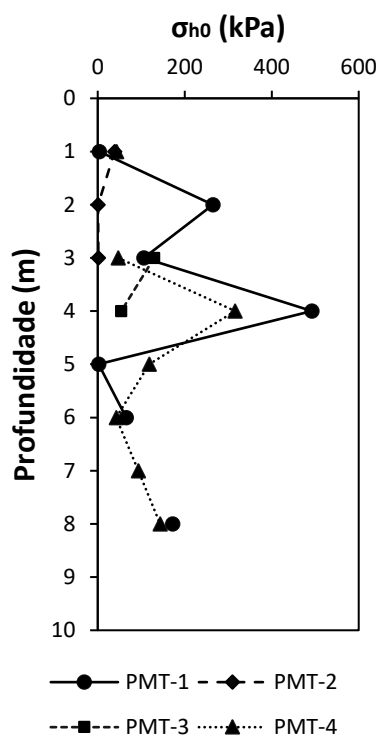
4.7.1 Avaliação da Tensão Horizontal no Repouso (σ_{h0})

Valores da tensão horizontal no repouso (σ_{h0}) foram obtidos da curva de fluência prevista na norma francesa, conforme representado na Figura 23, onde se plota um gráfico de pressão versus a variação do volume ocorrida no ensaio entre 30 e 60 segundos, para ensaios de pressão controlada. O método de Brandt (1978), indicado na Figura 21, utiliza de métodos gráficos para a determinação da tensão horizontal do solo, entretanto este não foi utilizado na presente pesquisa dado o seu caráter mais subjetivo e sujeito a variações de interpretação. O significado físico do valor determinado de σ_{h0} consiste na medida de pressão no momento em que a sonda toca as paredes do furo e iguala as tensões horizontais ali presentes. Os valores obtidos para este parâmetro estão mostrados na Tabela 12. Na Figura 61 são mostrados perfis de σ_{h0} com a profundidade para os furos ensaiados.

Tabela 12 - Valores de tensão horizontal no repouso (σ_{h0}).

TENSÃO HORIZONTAL NO REPOUSO - σ_{h0} (kPa)				
Profundidade (m)	PMT-1	PMT-2	PMT-3	PMT-4
1,0	3,74	38,88	-	43,53
2,0	264,82	0,78	-	-
3,0	105,57	1,04	129,62	47,20
4,0	492,32		53,99	315,91
5,0	2,02			118,21
6,0	65,33			42,29
7,0	-			93,16
8,0	172,45			143,29

Fonte: Autor (2026).

Figura 61 - Perfil de tensão horizontal no repouso (σ_{h0}).

Fonte: Autor (2026).

Conforme se observa na Tabela 12, os valores da tensão horizontal determinados, variaram de 3,74 a 492,32 kPa para o PMT-1, e de 0,78 a 38,88 kPa, para o PMT-2. Para o PMT-3 não foi possível a determinação de σ_{h0} para as profundidades de 1,0 m e 2,0 m, tendo em vista a falta de consistência nos resultados. Os valores apresentados para 3,0 m e 4,0 m de profundidade foram de 129,62 kPa e 53,99 kPa, respectivamente. Para o PMT-4 não foi considerada a determinação do parâmetro para a profundidade de 2,0 m, pelos mesmos motivos já apresentados relacionados a execução do furo com lama betonítica. Para as demais

profundidades os valores se apresentaram coerentes, apresentando variação de 43,53 kPa a 315,91 kPa.

Como se observa na Figura 61, não há uma tendência de aumento com a profundidade. Tal fato pode ser explicado dado a dinâmica fluvial/marinha presente nesses ambientes, que alteram significativamente as propriedades geotécnicas.

As perturbações causadas no furo, que são inerentes a realização do ensaio, seja através do processo de escavação, seja devido a circulação de água com lama betonítica, seja devido a introdução da sonda pressiométrica ou mesmo da relaxação das tensões ocasionadas pela realização do furo tornam a determinação das tensões horizontais no repouso susceptíveis a erros. Observa-se que para uma mais adequada representatividade de determinação de σ_{h0} , seria adequado realizar um número maior de ensaios nos locais e fazer um tratamento estatístico dos dados visando aumentar a acurácia dos valores determinados.

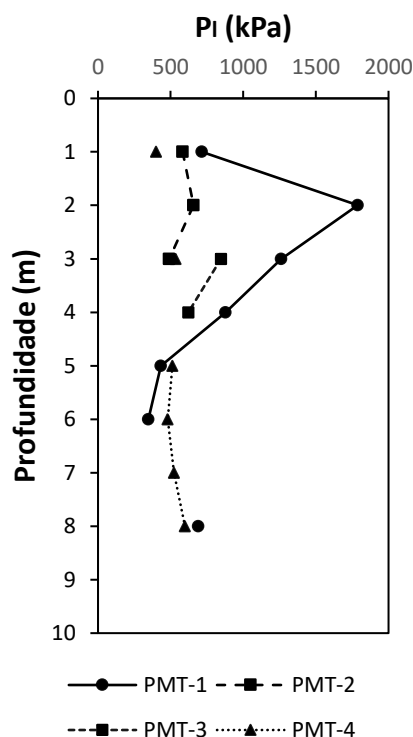
4.7.2 Pressão Limite (P_l)

A pressão limite foi determinada utilizando os métodos descritos na NFP 94-110 (2000) e a σ_v . O procedimento consistiu em utilizar 3 pontos obtidos no trecho plástico da curva pressiométrica e plotá-los em um gráfico em escala semi-logarítmica que relacione pressão e volume. A equação do ajuste da reta formada permite obter a pressão correspondente ao valor necessário para expandir a sonda no dobro do volume da cavidade. Esse valor convencionou-se o termo de pressão limite. Tal procedimento recomendado é considerado adequado pois torna menos subjetivo a determinação desse parâmetro. Os valores obtidos em cada profundidade desta medida estão mostrados na Tabela 13, bem como na Figura 62, com um perfil da pressão limite (P_l), com a profundidade.

Tabela 13 - Valores de pressão limite (P_l).

PRESSÃO LIMITE - P_l (kPa)				
Profundidade (m)	PMT-1	PMT-2	PMT-3	PMT-4
1,0	715,74	582,37	-	400,41
2,0	1788,02	657,86	-	-
3,0	1262,31	490,64	846,81	534,01
4,0	878,72		622,07	-
5,0	432,69			511,54
6,0	346,87			480,17
7,0	-			524,04
8,0	689,89			598,72

Fonte: Autor (2026).

Figura 62 - Perfil da pressão limite (P_l).

Fonte: Autor (2026).

Conforme se observa na Tabela 13 e na Figura 62, os valores de pressão limite para o PMT-1 variam de 346,87 kPa para a profundidade de 6,0 m a 1788,02 kPa para a profundidade de 2,0 m. As camadas superiores do perfil apresentam valores maiores que as camadas inferiores. Para o PMT-2 os valores variam de 490,64 kPa até 657,86 kPa. O PMT-3 proporciona valores de 846,81 kPa para a profundidade de 3,0 m e 622,07 kPa para a profundidade de 4,0 m. O perfil de P_l para o PMT-4 apresenta pressões limites que variam de 400,41 kPa a 598,72 kPa. Observando os resultados obtidos deste para a pressão limite, verifica-se uma certa convergência dos valores para uma faixa entre 400 kPa e 600 kPa.

4.7.3 Pressão de Fluência (P_f)

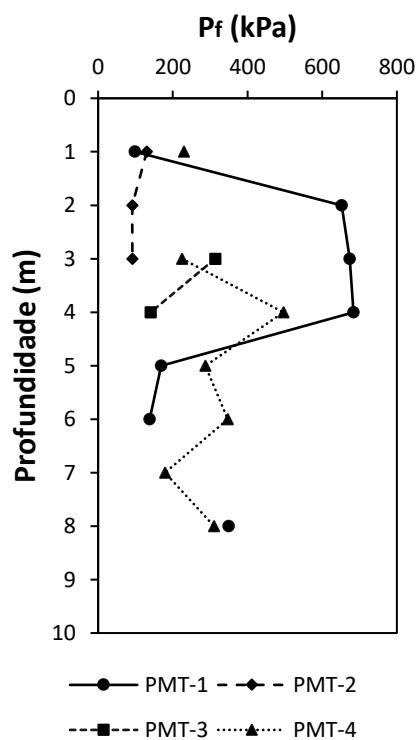
As pressões de fluência determinadas nos ensaios indicam valores, que mobilizam, o solo com deformações plásticas. Observa-se, ainda a extensão do trecho pseudo-elástico, visto que a pressão de fluência determina o fim desse trecho. Pelos valores apresentados na Tabela 14 fica evidente que, para os solos pesquisados, o trecho pseudo-elástico não apresenta uma faixa ampla, por se tratar de ensaios em areia com compactidade fofa à compacta.

Tabela 14 - Valores de pressão de fluência (P_f).

PRESSÃO DE FLUÊNCIA - P_f (kPa)				
Profundidade (m)	PMT-1	PMT-2	PMT-3	PMT-4
1,0	98,96	130,25	-	229,42
2,0	652,14	91,32	-	-
3,0	673,95	91,64	313,49	224,66
4,0	683,95		141,01	496,14
5,0	168,66			286,98
6,0	138,13			347,38
7,0	-			179,13
8,0	349,48			310,18

Fonte: Autor (2026).

Conforme se observa na Tabela 14, os valores de pressão fluência para o PMT-1 variam de 98,96 kPa a 683,95 kPa. Para o PMT-2 tem-se uma variação de 91,32 kPa a 130,25 kPa. Para o PMT-3, uma variação de 141,01 kPa a 313,49 kPa. Para o PMT-4 os valores variaram de 179,13 kPa a 496,14 kPa. A Figura 63 apresenta o perfil da pressão de fluência com a profundidade.

Figura 63 - Perfil da pressão de fluência (P_f).

Fonte: Autor (2026).

4.7.4 Módulo Pressiométrico Inicial (E_M)

O módulo pressiométrico inicial, ou de Ménard, foi determinado a partir da inclinação do trecho linear da curva pressiométrica corrigida na fase de comportamento pseudo-elástico conforme a Equação (31). A Tabela 15 apresenta os valores de E_M determinados para cada um dos ensaios realizados.

Tabela 15 - Valores de módulo pressiométrico (E_M).

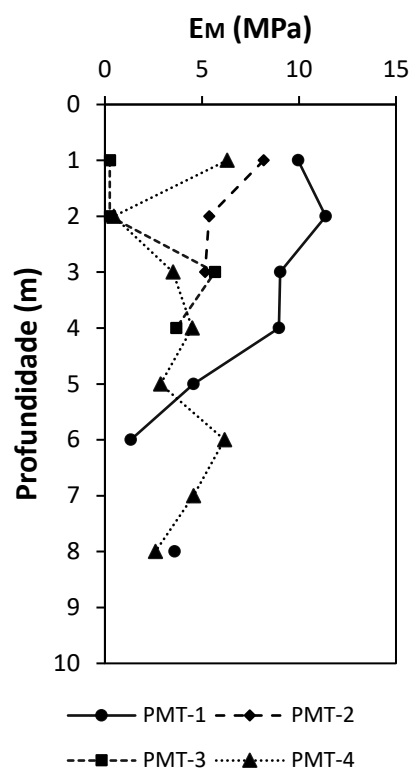
MÓDULO PRESSIOMÉTRICO INICIAL - E_M (MPa)				
Profundidade (m)	PMT-1	PMT-2	PMT-3	PMT-4
1,0	9,96	8,18	0,25	6,29
2,0	11,38	5,37	0,25	0,45
3,0	9,03	5,16	5,67	3,50
4,0	8,96		3,67	4,50
5,0	4,56			2,87
6,0	1,33			6,16
7,0	-			4,56
8,0	3,59			2,60

Fonte: Autor (2026).

Nela é possível verificar que os valores apresentados para o ensaio PMT-1 variam entre 1,33 a 11,38 MPa. Os valores apresentados a cada metro de profundidade indicam que a areia presente nas camadas superiores até a profundidade aproximada de 4,0 m confirmam a compactidade apresentada pelo ensaio de SPT, apresentando-se como medianamente compacta. A partir de 5,0 m há uma redução no E_M , indicando que a compactidade da areia se apresenta agora como pouco compacta nas camadas inferiores. Cabe ressaltar também que o módulo de elasticidade pressiométrico é bastante sensível a perturbações no furo de sondagem. Para os resultados apresentados pelo ensaio PMT-2, os valores variaram menos em relação aos demais ensaios, apresentando valores de 5,16 a 8,18 MPa. Os resultados indicam que a camada superior, a 1,0 m de profundidade, possui comportamento mais rígido que o solo nas camadas 2,0 e 3,0 m, indicando que em algum momento na sua história de tensões, essa camada teve um alívio de tensões verticais. Já os valores obtidos para o ensaio PMT-3 indicam que, para a profundidade de 1,0 m o ensaio apresentou resultados inconsistentes, relacionadas ao processo de execução do furo de sondagem. Por isso, as curvas pressiométricas não permitiram realizar uma determinação adequada do valor de E_M para essa profundidade. Já para as profundidades de 2,0, 3,0 m e 4,0 m os valores apresentados foram consistentes. Para o ensaio PMT-4, observa-se uma consistência maior nos valores obtidos, com exceção do calculado na profundidade de

2,0 m, considerado valor muito baixo em relação aos determinados para as profundidades próximas. Para as profundidades de 3,0 e 4,0 m os valores foram mais consistentes. No geral, para este ensaio, os valores variaram de 0,45 a 6,29 MPa. A Figura 64 apresenta o perfil do módulo pressiométrico inicial E_M .

Figura 64 - Perfil do módulo pressiométrico inicial (E_M).



Fonte: Autor (2026).

Pela Figura 64 é possível constatar graficamente que o módulo pressiométrico inicial tende a reduzir de valor para PMT-1 com o aumento da profundidade. Para os furos PMT-2 e PMT-3, os valores determinados foram limitados e dificultam qualquer interpretação. Para o furo PMT-4 ocorre uma tendência de crescimento do valor do módulo pressiométrico com o aumento da profundidade. No geral os valores encontrados tendem a permanecer dentro de uma faixa entre 0 e 10 MPa.

4.7.5 Módulo de elasticidade (E)

O módulo de elasticidade, ou de deformabilidade, obtido pela Equação (35) para cada um dos ensaios realizados são mostrados na Tabela 16. O módulo de elasticidade E segue

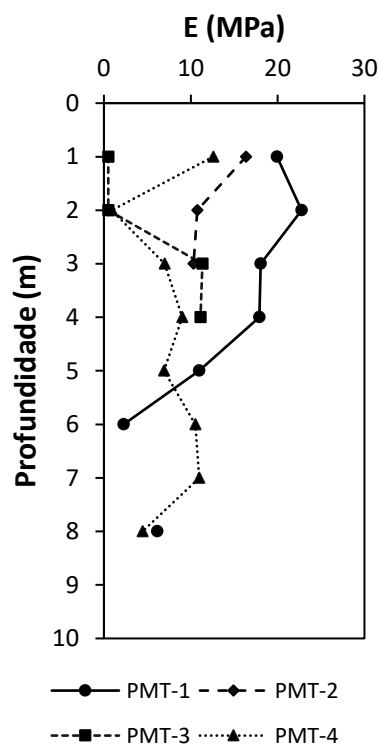
variação semelhante ao do E_M . A Figura 65 apresenta o perfil do módulo de elasticidade E com a profundidade.

Tabela 16 - Valores de módulo de elasticidade (E).

MÓDULO DE DEFORMABILIDADE - E (MPa)				
Profundidade (m)	PMT-1	PMT-2	PMT-3	PMT-4
1,0	19,92	16,36	0,5	12,58
2,0	22,76	10,74	0,5	0,90
3,0	18,06	10,32	11,34	7,00
4,0	17,92		11,12	9,00
5,0	10,99			6,92
6,0	2,27			10,53
7,0	-			10,99
8,0	6,14			4,44

Fonte: Autor (2026).

Figura 65 - Perfil do módulo de deformabilidade (E).



Fonte: Autor (2026).

Tanto a Tabela 16 quanto a Figura 65 apresentam os valores do Módulo de Young para os ensaios realizados. No geral, apresentam variação com a profundidade semelhante ao módulo pressiométrico. Alguns resultados apresentaram valores muito baixos, como no furo PMT-3 para as profundidades de 1,0 e 2,0 metros. A escavação do furo explica tais resultados.

4.7.6 Módulo Cisalhante (G)

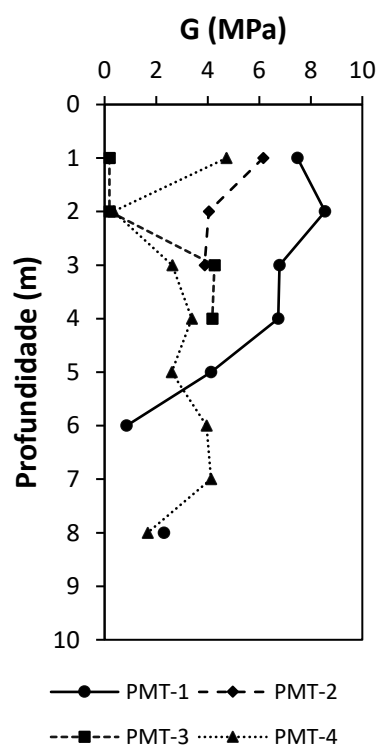
O módulo de cisalhamento ou módulo de elasticidade transversal do solo foi determinado a partir da Equação (36). A Tabela 17 e a Figura 66 mostram os valores obtidos.

Tabela 17 - Valores de módulo cisalhante (G).

MÓDULO DE CISALHAMENTO - G (MPa)				
Profundidade (m)	PMT-1	PMT-2	PMT-3	PMT-4
1,0	7,49	6,15	0,19	4,73
2,0	8,56	4,04	0,19	0,34
3,0	6,79	3,88	4,26	2,63
4,0	6,74		4,18	3,38
5,0	4,13			2,60
6,0	0,85			3,96
7,0	-			4,13
8,0	2,31			1,67

Fonte: Autor (2026).

Figura 66 - Perfil do módulo de cisalhamento pressiométrico (G).



Fonte: Autor (2026).

A avaliação dos valores encontrados é semelhante a realizada para o Módulo de Young. Os valores encontrados para G situam-se dentro de uma faixa que varia de 0 a 9 MPa

4.7.7 Ângulo de atrito efetivo (Φ')

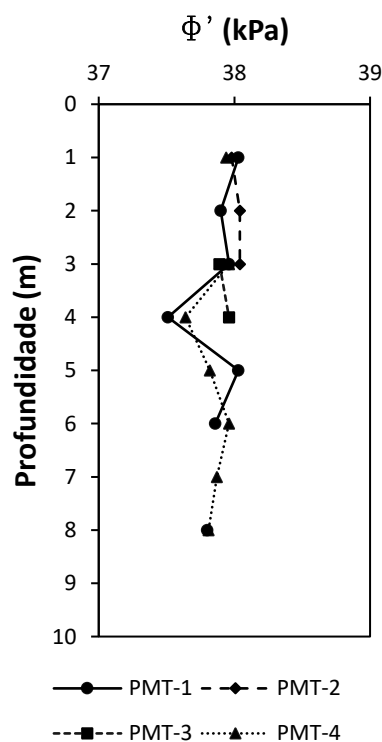
Para as determinações do ângulo de atrito efetivo (ϕ') foi utilizada a correlação de Marques (1997). A Tabela 18 e a Figura 67 apresentam os valores encontrados.

Tabela 18 - Valores de ângulo de atrito efetivo (Φ').

ÂNGULO DE ATRITO EFETIVO – ϕ' (°)				
Profundidade (m)	PMT-1	PMT-2	PMT-3	PMT-4
1,0	38,0	38,0	-	37,9
2,0	37,9	38,0	-	-
3,0	38,0	38,0	37,9	38,9
4,0	37,5		38,0	37,6
5,0	38,0			37,8
6,0	37,9			38,0
7,0	-			37,9
8,0	37,8			37,8

Fonte: Autor (2026).

Figura 67 - Perfil do ângulo de atrito efetivo (Φ').



Fonte: Autor (2026).

Os valores para PMT-1 a PMT-4 variaram pouco apresentando valores entre 37,6° e 38,9°. Nela é possível ver que os valores se mantem dentro de uma faixa entre 37° e 39°, não

variando além disso. O motivo para isso reside na proposição de Marques (1997) considerar um valor médio para o ângulo de atrito de $37,1^\circ$, considerado a partir de uma média dos valores apresentados para o solo tomado como referência para a proposição.

4.8 Identificação do tipo de solo a partir do pressiómetro

As Tabela 19, 20, 21 e 22 apresentam a identificação do solo a partir do ensaio pressiométrico para os furos PMT-1, PMT-2, PMT-3 e PMT-4, respectivamente.

Tabela 19 - Identificação do perfil do solo – PMT-1.

PMT-1					
Profundidade (m)	PARÂMETROS				Tipo de solo
	Eo (kPa)	PI (kPa)	PI* (kPa)	Eo/PI	
1,00	9956,57	715,74	712	13,9	Areia compacta
2,00	11382,62	1788,02	1523,2	6,4	Areia muito compacta
3,00	9033,39	1262,31	1156,74	7,2	Areia compacta
4,00	8960,6	878,72	386,4	10,2	Areia compacta
5,00	4559,64	432,69	430,67	10,5	Areia compacta
6,00	1325,04	346,87	281,54	3,8	Areia siltosa fofa
7,00	-	-	-	-	-
8,00	3591,97	689,89	517,44	5,2	Areia compacta

Fonte: Autor (2026).

Tabela 20 - Identificação do perfil do solo – PMT-2.

PMT-2					
Profundidade (m)	PARÂMETROS				Tipo de solo
	Eo (kPa)	PI (kPa)	PI* (kPa)	Eo/PI	
1,00	8177,15	582,37	543,49	14	Areia compacta
2,00	5367,04	657,86	657,08	8,2	Areia compacta
3,00	5158,62	490,64	489,6	10,5	Areia compacta

Fonte: Autor (2026).

Tabela 21 - Identificação do perfil do solo – PMT-3.

PMT-3					
Profundidade (m)	PARÂMETROS				Tipo de solo
	Eo (kPa)	PI (kPa)	PI* (kPa)	Eo/PI	
1,00	254,27	-	-	-	-
2,00	254,27	-	-	-	-
3,00	5668,5	846,81	717,19	6,7	Areia compacta
4,00	3668,07	622,07	568,08	6,4	Areia compacta

Fonte: Autor (2026).

Tabela 22 - Identificação do perfil do solo – PMT-4.

PMT-4					
Profundidade (m)	PARÂMETROS				Tipo de solo
	Eo (kPa)	PI (kPa)	PI* (kPa)	Eo/PI	
1,00	6288,76	400,41	356,88	15,7	Areia pouco compacta
2,00	14484,31	-	-	-	Areia muito compacta
3,00	3499,17	534,01	486,81	6,6	Areia compacta
4,00	4505,58	-	-	6	Areia compacta
5,00	2868,53	511,54	393,33	5,6	Areia pouco compacta
6,00	6162,44	480,17	437,88	12,8	Areia compacta
7,00	4560,05	524,04	430,88	8,7	Areia compacta
8,00	2605,96	598,72	455,43	4,4	Areia pouco compacta

Fonte: Autor (2026).

A comparação entre os perfis pressiométricos (PMT) e de sondagem a percussão (SPT) revelou coerências e divergências pontuais. Nos furos SPT-1 e PMT-1, houve concordância na identificação de uma camada de areia compacta a 2,0 m; contudo, a 6,0 m, o PMT classificou o solo como areia-siltosa fofa, enquanto o SPT indicou argila-arenosa mole. Essa variação destaca que, embora o PMT defina bem a estratigrafia, a ausência de amostragem física para análise tátil-visual pode gerar discrepâncias classificatórias.

No caso do PMT-3, a comparação com o SPT-3 foi limitada por inconsistências nos dados de 1,0 e 2,0 m. Nas profundidades de 3,0 e 4,0 m, o pressiômetro indicou areia compacta, divergindo da areia-siltosa medianamente compacta do SPT. Já os perfis PMT-4 e SPT-4 apresentaram classificações coerentes, com variações mínimas apenas nos graus de compactidade das areias ao longo das profundidades analisadas.

A classificação do tipo de solo foi determinada a partir dos valores tabelados por Briaud, (1992) e Ménard, (1975). Há de se considerar que limitações podem haver nesses valores fornecidos tendo em vista a natureza carbonática das areias estudadas e nas situações que mais de um material se apresenta, como uma areia siltosa ou areia argilosa, por exemplo. Nesses casos a classificação fornecida pelas tabelas indicadas pode não refletir ao caráter misto da constituição do solo. Os valores apresentados pelos autores se aplicam a areias com matriz quartzosa.

4.9 Resumo dos parâmetros geotécnicos

A Tabela 23 apresenta um resumo geral dos parâmetros geotécnicos obtidos através do pressiômetro de Ménard.

Tabela 23 - Parâmetros obtidos com o pressiómetro.

PMT-1								
Profundidade (m)	PARÂMETROS							
	E _o (MPa)	E (MPa)	G (MPa)	σ _{ho} (kPa)	P _f (kPa)	PI (kPa)	PI* (kPa)	φ' (°)
1,00	9,96	19,92	7,49	3,74	98,96	715,74	712,00	38,0
2,00	11,38	22,76	8,56	264,82	652,14	1788,02	1523,20	37,9
3,00	9,03	18,06	6,79	105,57	673,95	1262,31	1156,74	38,0
4,00	8,96	17,92	6,74	492,32	683,95	878,72	386,40	37,5
5,00	4,56	10,99	4,13	2,02	168,66	432,69	430,67	38,0
6,00	1,33	2,27	0,85	65,33	138,13	346,87	281,54	37,9
7,00	-	-	-	-	-	-	-	-
8,00	3,59	6,14	2,31	172,45	349,48	689,89	517,44	37,8

PMT-2								
Profundidade (m)	PARÂMETROS							
	E _o (MPa)	E (MPa)	G (MPa)	σ _{ho} (kPa)	P _f (kPa)	PI (kPa)	PI* (kPa)	φ' (°)
1,00	8,18	16,36	6,15	38,88	130,25	582,37	543,49	38,0
2,00	5,37	10,74	4,04	0,78	91,32	657,86	657,08	38,0
3,00	5,16	10,32	3,88	1,04	91,64	490,64	489,60	38,0

PMT-3								
Profundidade (m)	PARÂMETROS							
	E _o (MPa)	E (MPa)	G (MPa)	σ _{ho} (kPa)	P _f (kPa)	PI (kPa)	PI* (kPa)	φ' (°)
1,00	0,25	0,50	0,19	-	-	-	-	-
2,00	0,25	0,50	0,19	-	-	-	-	-
3,00	5,67	11,34	4,26	129,62	313,49	846,81	717,19	37,9
4,00	3,67	11,12	4,18	53,99	141,01	622,07	568,08	38,0

PMT-4								
Profundidade (m)	PARÂMETROS							
	E _o (MPa)	E (MPa)	G (MPa)	σ _{ho} (kPa)	P _f (kPa)	PI (kPa)	PI* (kPa)	φ' (°)
1,00	6,29	12,58	4,73	43,53	229,42	400,41	356,88	37,9
2,00	0,45	0,90	0,34	-	-	-	-	-
3,00	3,5	7,00	2,63	47,2	224,66	534,01	486,81	38,0
4,00	4,5	9,00	3,38	315,91	496,14	-	-	37,6
5,00	2,87	6,92	2,60	118,21	286,98	511,54	393,33	37,8
6,00	6,16	10,53	3,96	42,29	347,38	480,17	437,88	38,0
7,00	4,56	10,99	4,13	93,16	179,13	524,04	430,88	37,9
8,00	2,6	4,44	1,67	143,29	310,18	598,72	455,43	37,8

Fonte: Autor (2026).

Para estabelecer uma linha de base comparativa fundamentada na literatura clássica de fundações, a Tabela 24 sintetiza os intervalos de parâmetros geotécnicos típicos para areias de matriz quartzosa, conforme preconizado por Poulos e Davis (1980). É importante ressaltar que os valores de Módulo de Young (E) e ângulo de atrito efetivo (φ') apresentados derivam das correlações empíricas defendidas pelos autores, as quais associam a compactidade e a resistência

à penetração padrão (N_{spt}) às propriedades de rigidez e resistência de solos granulares não cimentados.

Tabela 24 - Valores de referência para areias quartzosas.

Compacidade	SPT (N)	(ϕ')	E (MPa)	G (MPa)	(ν)
Fofa	< 10	28° – 30°	10 – 25 MPa	3,8 – 9,6 MPa	0,30 – 0,35
Média	10 – 30	30° – 36°	25 – 50 MPa	9,6 – 19,2 MPa	0,30 – 0,35
Compacta	30 – 50	36° – 41°	50 – 100 MPa	19,2 – 35,7 MPa	0,35 – 0,40
Muito Compacta	> 50	> 41°	> 100 MPa	> 35,7 MPa	0,40

Fonte: Poulos & Davis (1980).

Os valores referenciais usualmente empregados para areias quartzosas indicam que o ângulo de atrito efetivo (ϕ') tende a variar entre 36° e 41° em areias compactas ou muito compactas. Já os módulos de deformabilidade, especialmente o módulo de Young drenado (E) e o módulo cisalhante (G), aumentam conforme a compacidade e o nível de tensões, alcançando faixas de 50–100 MPa para E e 19,2–35,7 MPa para G em solos densos. Essas faixas são frequentemente utilizadas como parâmetros iniciais em projetos geotécnicos, pois representam o comportamento clássico de areias essencialmente silicosas, onde a mineralogia e a estrutura dos grãos garantem elevada rigidez e menor compressibilidade.

Comparando-se esses valores com os resultados obtidos por meio dos ensaios pressiométricos, verifica-se que o ângulo de atrito efetivo calculado ($\phi' \approx 37,8^\circ$) está plenamente alinhado aos valores típicos de areias compactas, evidenciando que o solo apresenta boa resistência ao cisalhamento. Em contrapartida, os módulos de deformação mostram comportamento distinto: os valores de E variam, de modo geral, entre 0,5 MPa e 22,8 MPa, enquanto G apresenta intervalos inferiores a 9 MPa. Esses números são característicos de solos classificados entre fofo e medianamente compacto, segundo Poulos & Davis (1980).

A comparação revela que o solo possui elevado ângulo de atrito e baixa rigidez, comportamento típico de areias marinhas bioclásticas e porosas. Utilizar parâmetros de areias quartzosas pode subestimar deformações, sendo arriscado para o projeto. Portanto, a determinação experimental é indispensável para projetos de fundações.

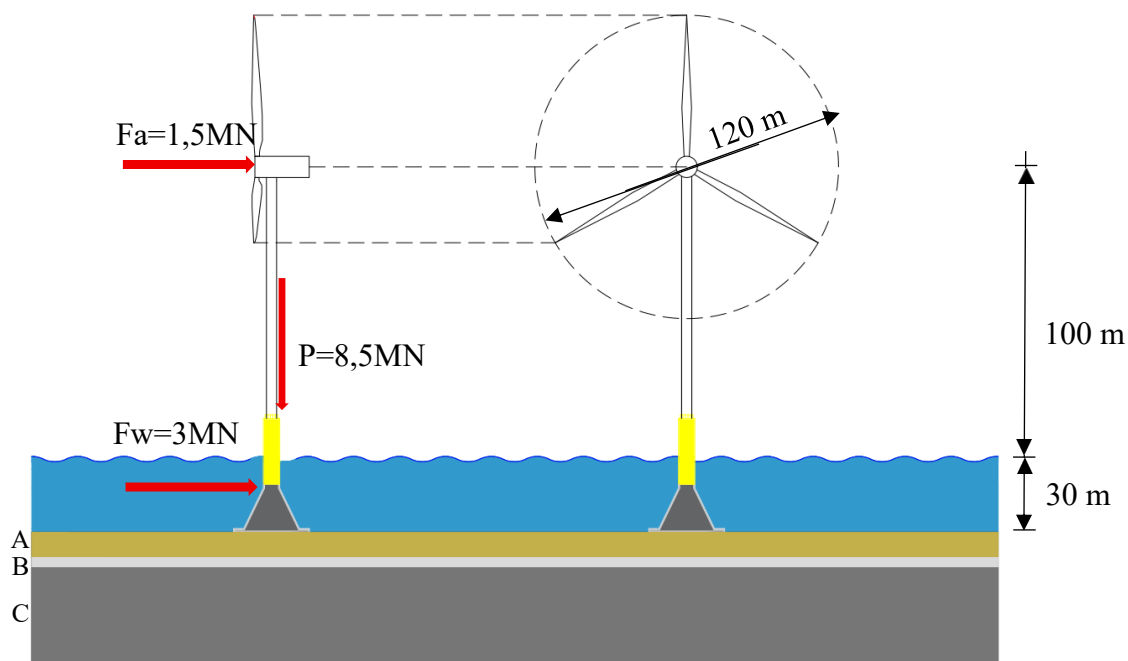
4.10 Modelo de aerogerador para estudo

As pesquisas sobre a batimetria do litoral de Icapuí apontam que a plataforma continental apresenta área com morfologia predominantemente plana com baixa declividade,

sendo menos profunda que a média do estado Ceará, com aproximadamente 45 km de extensão e com zona de quebra da plataforma na profundidade máxima de 45 m (Abreu neto *et al.*, 2019). Devido a essas características topográficas, a região torna favorável o uso de aerogeradores do tipo gravidade. O uso de aerogeradores com fundação do tipo monopile pode enfrentar dificuldades técnicas para a sua instalação tendo em vista a limitada espessura de solo e a proximidade com a rocha calcárea, que se apresenta em pouca profundidade.

Para realizar o estudo da fundação de aerogerador offshore, adotou-se uma adaptação do modelo apresentado por Byrne and Houlsby (2015), que considera cargas típicas para turbinas de 3,5 a 5MW para aerogeradores com fundação do tipo monopile, em profundidades entre 20 a 50 m. A Figura 68 apresenta o modelo adotado para estudo, onde o perfil foi determinado a partir de campanha de ensaios realizados pelo grupo de pesquisa do projeto citado, onde envolveu a Pós-graduação em Geotecnia e Geologia. A campanha de ensaios envolveu sondagens de SPT, PMT e sondagem rotativa. Os parâmetros geotécnicos foram definidos a partir dos valores determinados pelos ensaios pressiométricos, para o solo, e pelos valores fornecidos pela pós-graduação em Geologia, para a rocha ensaiada em laboratório.

Figura 68 - Modelo geológico-geotécnico para Icapuí.



Fonte: Autor (2026).

A Tabela 25 apresenta as camadas adotadas para o modelo e os respectivos parâmetros geotécnicos. Os valores adotados foram escolhidos a partir dos resultados dos ensaios de PMT-1, onde, para o solo, foi adotado uma camada única de areia. As camadas de beach-rocks e

rocha calcária no perfil foram definidas a partir de estudos realizados por Gomes *et al.*, (2023) e Cabral Neto (2011). Os estudos de Gomes *et al.* (2023) e Cabral Neto (2011) apresentam evidências da ocorrência de rochas carbonáticas, incluindo construções recifais e depósitos de beachrocks, na plataforma continental do nordeste brasileiro, abrangendo ambientes costeiros, com implicações diretas para a caracterização geológica e geotécnica do litoral cearense associado à região de Icapuí.

Os parâmetros geotécnicos das rochas foram determinados a partir dos ensaios de densidade e velocidade da onda ultrassônica realizados em amostras extraídas de ensaio de sondagem rotativa realizado nas rochas carbonáticas da formação Jandaíra, em Icapuí. Os ensaios foram realizados na Universidade Federal de Campina Grande, por pesquisadores da Geologia da UFC, no âmbito do projeto de pesquisa das areias calcáreas vinculado à Petrobrás.

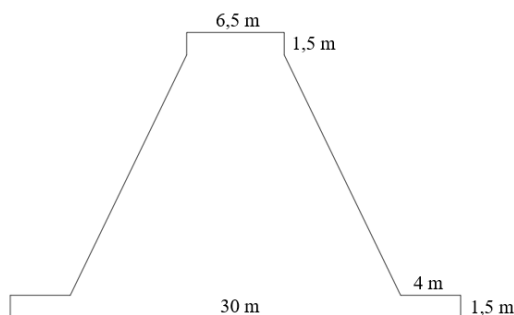
Tabela 25 - Parâmetros geotécnicos do modelo.

Camada	Descrição	Profundidade (m)	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν	c' (kPa)	ϕ' (°)
A	Areia carbonática	0 - 8	19	14,1	0,3	0	37,9
B	Beach-rocks	8 - 12	23,3	57000	0,3	-	-
C	Rocha calcárea	12 - 200	24,8	50000	0,25	-	-

Fonte: Autor (2026).

Para a fundação do tipo gravidade foram adotadas as dimensões mostradas na Figura 69. Nela é possível identificar que a base da fundação apresenta diâmetro alargado, quando comparado ao diâmetro do tronco de cone. Essa característica é usualmente adotada em fundações desse tipo, para aumentar a área de contato com o solo, conforme Gonçalves *et al.*, (2017).

Figura 69 - Dimensões da fundação de gravidade analisada.



Fonte: Autor (2026).

A Tabela 26 resume as dimensões e cargas consideradas para a fundação do tipo gravidade. A dimensão da fundação foi definida baseada no trabalho de Gonçalves *et al.* (2017)

e os valores de cargas atuantes no aerogerador foram determinadas a partir do modelo apresentado no trabalho de Byrne and Houlsby (2015).

Tabela 26 - Dimensões e cargas consideradas na fundação de gravidade.

Dimensão	Valor	Unidade
D maior	30	m
D menor	22	m
D topo	6,5	m
H base	1,5	m
H tronco de cone	16	m
P	8,5	MN
Fa	1,5	MN
Fw	3	MN
Área da base	706,86	m ²
Área do topo	33,18	m ²
Volume	4808,70	m ³
Peso	12021,75	kN

Fonte: Autor (2026).

4.11 Estimativa das tensões aplicadas pela fundação

4.11.1 Tensões aplicadas por cargas estáticas

A tensão estática considerada para calcular a tensão aplicada (σ_{aplic}) do aerogerador consiste no peso da superestrutura somado ao peso do elemento de fundação dividido pela área de transmissão do esforço ao solo, de forma que:

$$\sigma_{aplic} = \frac{V}{A} \quad (60)$$

Onde V é o esforço vertical obtido pela soma da carga de fundação e superestrutura. Para o modelo considerado V=20.521,75 kN (Fundação de gravidade + superestrutura) e a área da fundação apresenta valor de A= 706,86 m². Assim, a tensão estática transmitida pela base da fundação de gravidade do aerogerador estudado apresenta valor estimado de 29,03 kPa.

A tensão transmitida pela fundação do aerogerador determinada pela consideração da carga estática equivalente foi estimada em 86,78 kPa, a partir da aplicação da Equação (61).

$$P_e = v' \cdot m' \cdot P_v \quad (61)$$

Onde $P_e = 61.340,74$ kN é a carga estática equivalente, $v' = \frac{f_n^2}{f_n^2 + f_m^2} \approx 1,0$ é o coeficiente dinâmico, $f_n = \frac{300}{\sqrt{d}} = 600$ rpm é a frequência natural da estrutura, sendo $d = 0,25$ cm, sendo o deslocamento estático estimado pela proposta de Décourt (1992) para a carga estática V . f_m corresponde a frequência de excitação da máquina, que conforme Jonkman *et al.* (2009), para um aerogerador de 5MW, varia de 6,9 a 12,1 rpm para a frequência do rotor (1P) e de 20,7 a 36,3 rpm para a frequência de excitação induzida pela passagem das pás diante da torre (frequência 3P). Para evitar fenômenos de ressonância, que poderiam comprometer a integridade da fundação, a frequência natural do sistema deve situar-se fora das faixas de excitação descritas. Assim, o valor adotado para f_m para calcular o coeficiente dinâmico foi de 36,3 rpm. O valor do coeficiente de fadiga adotado foi de $m'=3$ e a carga vertical adotada foi de $P_v = 20.521,75$ kN.

4.11.2 Tensões aplicadas considerando a ação do vento e das ondas

Para efeitos práticos considerou-se os valores apresentados no modelo da Figura 68 como estimados para o aerogerador estudado. Considerando a ação do vento, o momento fletor gerado na base da fundação provoca tensões aplicadas máximas e mínimas. Tratando a ação do vento tem-se um diagrama de pressões transmitidas de forma trapezoidal com valores extremos variando conforme a Equação (62).

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{m\acute{a}x} \\ \sigma_{m\acute{i}n} \end{array} \right\} = \frac{V}{A} \left(1 \pm \frac{6e_c}{B} \right) \quad (62)$$

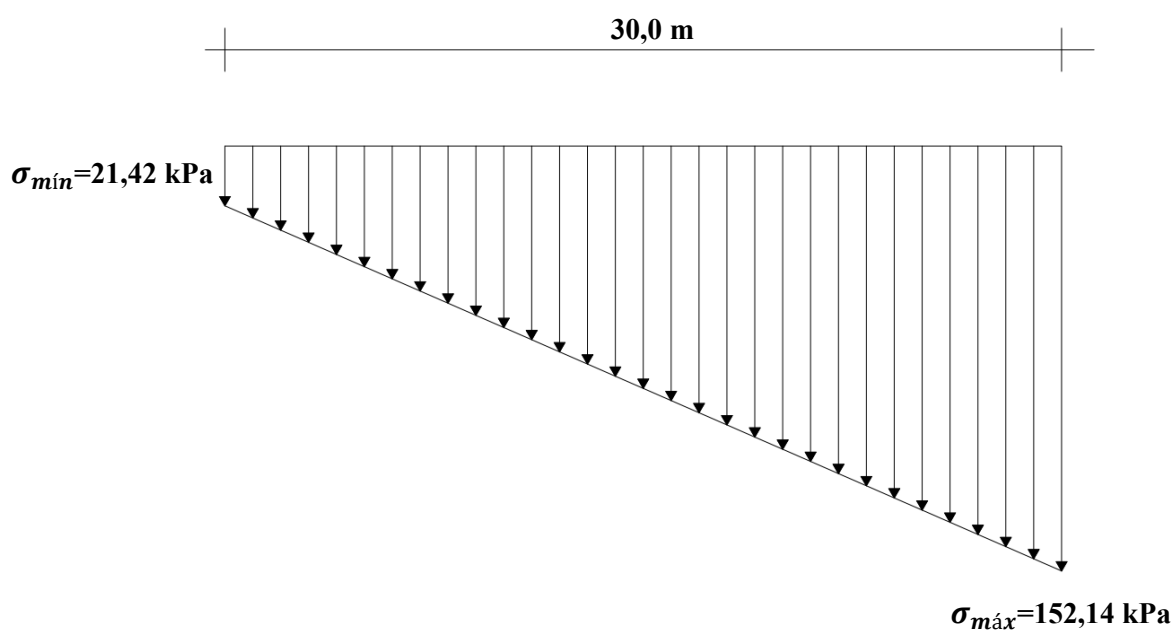
Onde $\sigma_{m\acute{a}x}$ e $\sigma_{m\acute{i}n}$ são as tensões aplicadas máxima e mínima, respectivamente, $V = 61.340,74$ kN, B é o diâmetro da fundação, com valor igual a 30 m e $e_c = 3,77$ (M/V) é a excentricidade gerada pelo momento aplicado $M = 231$ MNm. Utilizando esses valores estima-se que as tensões aplicadas, mínimas ($\sigma_{m\acute{i}n}$) e máximas ($\sigma_{m\acute{a}x}$) sejam de 21,42 kPa e 152,14 kPa, respectivamente. Vale mencionar que, neste caso a excentricidade não excedeu o terço médio da fundação. Como a base é circular, a área de contato efetiva é reduzida para uma elipse ou um retângulo equivalente. Utilizando a simplificação de Meyerhof (1953), $B' = B - 2e =$

22,48 m. Essa é a largura do elemento de área equivalente que está de fato em contato com o solo.

Ressalta-se que, nos casos em que surgem tensões negativas, para avaliar o contato da base com o solo, recomenda-se verificar se a linha de ação da carga vertical permanece dentro do chamado núcleo central da fundação, condição que assegura que toda a superfície de contato esteja submetida a tensões compressivas. De acordo com Velloso & Lopes, (2011) quando a excentricidade atende à condição $e_c \leq B/6$, garante-se o não surgimento de tensões de tração no solo, evitando o descolamento parcial da fundação e mantendo a validade da distribuição linear de tensões. No presente caso, como $e_c = 3,77 \text{ m} < 30/6 = 5,0 \text{ m}$, verifica-se que a carga permanece dentro do núcleo central da base, assegurando contato total entre a fundação e o solo, fato constatado pelas tensões, mínimas (σ_{\min}) e máximas (σ_{\max}), que são positivas.

Para as tensões máximas e mínimas aplicadas, o seguinte diagrama de tensões trapezoidal representa o que acontece na base da fundação, quando o conjunto (fundação + aerogerador) é submetido aos esforços citados. A Figura 70 apresenta o diagrama trapezoidal das tensões geradas na interação solo-fundação.

Figura 70 - Diagrama de tensões trapezoidal.



Fonte: Autor (2026).

4.12 Estimativa da tensão admissível do solo

4.12.1 Estimativa da tensão admissível do solo

Os métodos convencionais de cálculo de capacidade de carga e recalque, como as formulações clássicas de Terzaghi (1943) e as soluções elásticas de Boussinesq (1885) para semi-espaço infinito, pressupõem que o solo possui profundidade suficiente para que os bulbos de tensão e os mecanismos de ruptura se desenvolvam de forma plena e livre. No cenário de um aerogerador offshore com diâmetro de 30 metros sobre uma camada de apenas 8 metros de areia, a proximidade da rocha calcária rígida interrompe drasticamente a propagação dessas tensões e impede a formação da espiral de ruptura logarítmica descendente (Mandel; Salençon, 1972). Esse "estrangulamento" geométrico gera um confinamento cinemático que eleva a capacidade de carga e reduz o recalque elástico devido à restrição de deformação imposta pela base rochosa (Poulos; Davis, 1974), fenômenos que seriam ignorados pelas fórmulas tradicionais, levando a resultados imprecisos e potencialmente subestimados.

Para o cálculo da capacidade de carga foi adotada a proposta teórica de Mandel e Salençon (1972), fundamentada na teoria do equilíbrio limite aplicada a solos que atendem ao critério de ruptura de Mohr-Coulomb, com o objetivo de avaliar a capacidade de carga de camadas de espessura finita apoiadas sobre base rígida. Os autores demonstram que, nessas condições, os coeficientes clássicos de capacidade de carga deixam de ser constantes e passam a depender explicitamente da razão geométrica B/H e das condições de atrito nas interfaces, conduzindo a valores de capacidade potencialmente superiores aos obtidos para o caso de um meio semi-infinito. A abordagem pressupõe mobilização plena e simultânea da resistência ao cisalhamento, bem como condições idealizadas de contato entre a fundação, a camada de solo e a base rígida, resultando em uma formulação matematicamente consistente do ponto de vista da plasticidade. Para a aplicação do método, primeiramente, é preciso definir o quão estreita é a camada de solo sobre a rocha, para isso calcula-se a razão de espessura dada pela Equação (66).

$$H/B' \tag{66}$$

Onde $H = 8$ m é a espessura da camada de solo sobre a rocha e B' é o diâmetro efetivo para a fundação, que no caso, possui o valor de 22,48 m. Assim a razão de espessura equivale a, aproximadamente, 0,35.

Os fatores clássicos de capacidade de carga são aproximadamente $N_q = 48$ e $N_\gamma = 64$. No entanto, a proximidade da rocha gera um confinamento que impede a ruptura lateral. Para isso, os ábacos de Mandel indicam um fator de correção f_{MS} que aumenta N_γ significativamente. Para $H/B' = 0,35$ e $\phi \cong 38^\circ$, o fator de correção $f_{MS} = 2,7$. Assim, $N_\gamma^*(\text{modificado}) = 64 \times 2,7 \cong 172,8$. Com N_γ^* é possível aplicar uma formulação clássica.

Na proposta de Vesic (1975), a tensão de ruptura de um solo pode ser determinada por:

$$q_{ult} = c_1 \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

onde c_1 é a coesão do solo; N_c , N_q e N_γ são os fatores de capacidade de carga; s_c , s_q e s_γ são os fatores de forma; d_c , d_q e d_γ são os fatores de profundidade, i_c , i_q e i_γ são os fatores de inclinação da carga; b_c , b_q e b_γ são fatores de inclinação da base da fundação e g_c , g_q e g_γ são os fatores de inclinação do terreno.

Considerando que o solo avaliado é uma areia e que a fundação se apoia diretamente na superfície do solo, sem embutimento, a capacidade de carga última se resume a Equação (67).

$$q_{ult} = 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma^* \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \quad (67)$$

onde γ' é o peso específico do solo; B' é o diâmetro efetivo da fundação; $N_\gamma^* = 172,8$ é o fator de capacidade de carga corrigida; $s_\gamma = 0,6$ é o fator de forma; $d_\gamma = 1,0$ é o fator de profundidade, $i_\gamma = 0,86$ é o fator de inclinação da carga; $b_\gamma = 1,0$ é o fator de inclinação da base da fundação e $g_\gamma = 1,0$ é o fator de inclinação do terreno.

Considerando-se os esforços da carga vertical estática equivalente, $V = 61.340,74$ kN, carga horizontal, $H = 4500$ kN e assumindo um fator de segurança global (FS) igual a 3,0, estima-se a tensão admissível do solo em 3340,71 kPa.

Contudo, conforme discutido por L. Suklje e S. Vidmar (1973), comparações com resultados experimentais indicam que tais hipóteses tendem a superestimar a capacidade de carga de camadas arenosas finitas, especialmente para valores elevados da razão B/H . Segundo esses autores, o comportamento real do solo é marcado por mobilização progressiva da resistência, redistribuição não uniforme das pressões de contato e truncamento do mecanismo de ruptura pela base rígida, de modo que a aplicação direta da teoria de Mandel e Salençon

(1972), deve ser interpretada com cautela e complementada por análises críticas ou verificações adicionais quando empregada em problemas de engenharia prática.

4.12.2 Estimativa da tensão admissível do solo com base no PMT

A estimativa da tensão admissível do sistema solo-fundação com base no PMT foi feita utilizando a Equação (49) proposta por Ménard (1975).

Considerando $k=1,0$, para o caso de uma fundação assentada na superfície e sem embutimento. A pressão limite efetiva equivalente do solo considerada na zona de influência da fundação foi de 604,88 kPa e a tensão vertical total no nível da fundação considerada foi de 86,78 kPa. Como já dito anteriormente, a camada finita de areia do modelo impede que uma ruptura generalizada ocorra no solo. Assim, ocorre um efeito de confinamento no solo que, por sua vez, provoca um aumento considerável na capacidade do sistema fundação-solo-rocha.

O valor obtido para a tensão de ruptura da fundação-solo foi de 691,66 kPa. Considerando um fator de segurança global igual a 3, estima-se uma tensão admissível para o modelo estudado de 230,55 kPa.

A Tabela 27 apresenta a estimativa da tensão admissível do solo obtida a partir das metodologias adotadas. Observa-se que a estimativa da tensão admissível obtida pela proposta de Mandel e Salençon (1972) utilizando Vesic (1975) forneceu um valor de 3340,71 kPa. Por outro lado, a estimativa de tensão admissível com base no Pressiômetro de Ménard, por não considerar o meio finito por influência da camada rochosa, apresentou um valor de 230,55 kPa. Tal resultado não leva em consideração o efeito do confinamento provocado pela rocha na camada de solo, o que reduz a capacidade de carga estimada. Em todas as determinações, os valores apresentados foram maiores que a tensão máxima aplicada pela fundação ao solo de $\sigma_{m\acute{a}x} = 152,14$ kPa.

Tabela 27 - Estimativa da tensão admissível do sistema solo-fundação.

Método	σ_{adm} (kPa)
Mandel e Salençon (1972)/ Vesic (1975)	3340,71
Pressiômetro	230,55

Fonte: Autor (2026).

A presença potencial de feições cársticas, como fraturas ampliadas, vazios e cavernas na camada de rocha calcária subjacente, impõe cuidados adicionais na escolha e aplicação dos

modelos geotécnicos adotados, especialmente aqueles que assumem a rocha como uma base rígida, contínua e não deformável. Em contextos cársticos, a heterogeneidade espacial da rocha pode comprometer significativamente essas hipóteses, uma vez que a existência de vazios ou zonas enfraquecidas pode alterar os mecanismos de transferência de tensões, reduzir o confinamento efetivo da camada arenosa superior e induzir deformações localizadas ou modos de ruptura não previstos pelos modelos teóricos adotados. Assim, métodos que tendem a fornecer estimativas elevadas de capacidade de carga, como aqueles baseados em hipóteses idealizadas de base rígida, devem ser aplicados com cautela, acompanhados de investigações geofísicas e análises de sensibilidade. Nesses casos, a consideração da variabilidade geológica e a adoção de abordagens mais conservadoras ou de verificações adicionais tornam-se essenciais para garantir a segurança e a confiabilidade do dimensionamento da fundação.

4.13 Estimativa de Recalque

4.13.1 Estimativa do recalque com base no PMT

O cálculo do recalque foi estruturado a partir da formulação de Ménard e Rousseau (1962). Entretanto, visto que o método pressiométrico clássico assume a premissa de um meio semi-infinito, aplicou-se o fator de correção I_H proposto por Poulos e Davis (1974). Esse fator baseia-se nas soluções elásticas, obtidas via integração numérica das equações de equilíbrio para meios elásticos homogêneos e isotrópicos. O modelo assume uma condição de contorno rígida na interface solo-rocha, onde os deslocamentos são nulos, permitindo que a solução analítica capture o truncamento do bulbo de tensões e a consequente redução da magnitude dos recalques em camadas de espessura finita ($H/B < 0,5$). Este ajuste permitiu adequar o bulbo de tensões teórico à estratigrafia real, caracterizada por uma camada estreita de areia sobre embasamento rígido, evitando assim a superestimativa dos recalques elásticos. A Tabela 28 apresenta os valores obtidos de recalque utilizando os parâmetros do ensaio PMT-1 no modelo estudado e aplicando o fator de correção.

Tabela 28 - Estimativa do recalque com base no PMT.

Método	Equação	Recalque (mm)
Ménard e Rousseau (1962)	$r = \frac{2 \cdot q' \cdot B'}{9E_d} \left(\lambda_d \frac{B}{B'} \right)^\alpha + \frac{\lambda_c \cdot q' \cdot B}{9E_c} \alpha$	19,75

Fonte: Autor (2026).

Onde, para a camada de areia $q' = 86,78$ kPa é a tensão média aplicada, $E_c = 7913,33$ kPa e $E_d = 7913,33$ kPa são os módulos pressiométricos dentro das zonas do tensor esférico e desviador, respectivamente, $\lambda_c = 1$ e $\lambda_d = 1$ são os fatores de forma esférico e desviados, $\alpha = 1/3$ é o fator reológico e $B = 30$ m e $B' = 1$ m são as larguras da fundação e de referência.

Vale comentar que para o recalque estimado com base no pressiômetro utilizou-se os valores médios do módulo pressiométrico do ensaio PMT-1, na camada A, a partir da forma tradicional recomendada pela D4719 (ASTM, 1987). O recalque calculado (ρ_{calc}), conforme apresentado na Tabela 28 foi de 19,75 mm. Entretanto, esse valor se aplica a um modelo onde a camada é considerada como semi-infinita. Para considerar o caráter finito da camada de solo no modelo analisado deve-se fazer uma correção, que pode ser realizada através do fator de influência I_H de Poulos e Davis (1974). O fator I_H funciona como um redutor. Ele indica qual a fração do recalque de um solo infinito realmente ocorrerá na camada de 8,0 m. O valor adotado para I_H é de 0,61, de modo que o recalque final corrido $\rho_{final} = I_H \cdot \rho_{calc}$. Assim, o valor estimado para o recalque foi de $\rho_{final} = 12,05$ mm.

4.13.2 Estimativa do recalque com base na Teoria da Elasticidade

Pela teoria da elasticidade o recalque de uma fundação direta pode ser calculado pela Equação (68).

$$s = q_a \cdot B \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I_s \cdot I_d \cdot I_h \quad (68)$$

Onde, para a camada A, $q_a = 86,78$ kPa é a tensão média aplicada, $B = 30$ m é a dimensão da fundação direta, $\nu = 0,33$, $I_s = 0,313$, $I_d = 1,0$, $I_h = 0,313$ são fatores de forma, profundidade e de espessura da camada compressível, respectivamente e $E = 15,97$ MPa, para o módulo de elasticidade médio obtido pelo pressiômetro e $E = 8,55$ MPa para o módulo de elasticidade médio obtido pelo ensaio de sondagem SPT através da correlação de Teixeira (1996).

Na Tabela 29 está apresentado os resultados das estimativas realizadas para o recalque da fundação do aerogerador de gravidade, tanto para o módulo de elasticidade obtido pelo PMT, quanto para o módulo de elasticidade obtido pelo SPT, a partir da teoria da elasticidade. Para ambos os resultados de recalque o fator de influência $I_H = 0,61$ de Poulos e Davis (1974) foi aplicado.

Tabela 29 - Estimativa do recalque com base na teoria da elasticidade.

Ensaio	E (MPa)	Recalque (mm)
PMT	15,97	8,87
SPT	8,55	16,56

Fonte: Autor (2026).

O recalque obtido com o ensaio PMT foi, aproximadamente, metade do valor obtido com o SPT. A diferença entre as formulações apresentadas, bem como as correlações envolvidas justificam a diferença.

A Tabela 30 apresenta o resumo dos valores encontrados de recalque para a fundação em estudo, a partir das diferentes metodologias utilizadas.

Tabela 30 – Resumo de recalques para a tensão média.

Referência	Forma de obtenção	Recalque (mm)
Ménard e Rousseau (1962)	PMT/Tradicional	12,05
Teoria da elasticidade	Média de E a partir de E_i (PMT/Tradicional)	8,87
Teoria da elasticidade	E a partir do SPT	16,56

Fonte: Autor (2026).

Os recalques foram inicialmente calculados para a tensão média. Todavia, devido aos esforços de vento e ondas, consideraram-se também a carga estática equivalente e a tensão máxima. As estimativas para essas três condições constam na Tabela 31.

Tabela 31 - Recalques para tensão estática (σ_e), média ($\sigma_{méd}$) e máxima ($\sigma_{máx}$).

(Continua)

Referência	Forma de obtenção	w (mm) para $\sigma_e=29,03$ kPa	w (mm) para $\sigma_{méd}=86,78$ kPa	w (mm) para $\sigma_{máx}=152,14$ kPa
Ménard e Rousseau (1962)	PMT/Tradicional	4,03	12,05	21,13
Teoria da elasticidade	Média de E a partir de E_i (PMT/Tradicional)	2,97	8,87	15,55

(Conclusão)

Referência	Forma de obtenção	w (mm) para $\sigma_e=29,03$ kPa	w (mm) para $\sigma_{méd}=86,78$ kPa	w (mm) para $\sigma_{máx}=152,14$ kPa
Teoria da elasticidade	E a partir do SPT	5,54	16,56	29,04

Fonte: Autor (2026).

Pela Tabela 31, observa-se que os recalques encontrados para a tensão estática aplicada pelos métodos de Ménard e Rousseau (1962) e a Teoria da elasticidade com E obtido com base nos ensaios de SPT e PMT apresentaram valores bem próximos, situados entre 2,97 e 5,54 mm.

Verifica-se ainda que o aumento da tensão transmitida resulta diretamente no aumento do recalque estimado. De modo geral, o recalque correspondente à carga média (86,78 kPa) corresponde, aproximadamente, a três vezes ao valor obtido para a carga estática (29,03 kPa) e esta corresponde a, aproximadamente, cerca de 20% do recalque referente à carga máxima (152,14 kPa).

Além disso, em praticamente todas as análises realizadas, o incremento de recalque decorrente da ação do vento e das ondas, praticamente, triplicou o recalque total. Esse resultado evidencia que a consideração dos efeitos do vento é indispensável no dimensionamento de fundações superficiais para aerogeradores offshore, como a fundação do tipo gravidade estudada, uma vez que sua influência é relevante no comportamento tensão-deformação do sistema solo–estrutura.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 Conclusões

Este capítulo apresenta as considerações finais desta pesquisa, cujo objetivo central consistiu na determinação dos parâmetros geotécnicos de areias carbonáticas a partir de ensaios realizados com o Pressiômetro Ménard.

O comportamento tensão versus deformação para os solos estudados foi determinado a partir do ensaio pressiométrico; os valores encontrados revelaram que a história de tensões no local, bem como o possível grau de cimentação nas areias, têm influência sobre a magnitude dos resultados.

Os dados registrados na realização dos ensaios pressiométricos, após tratados, permitiram a construção das curvas brutas e corrigidas, as quais viabilizam a determinação dos parâmetros geotécnicos de deformabilidade e de resistência para os solos estudados. Os valores encontrados estão dentro da faixa apresentada por Ménard (1975) para a classificação de areias.

Os perfis das medidas e dos parâmetros geotécnicos obtidos a partir do Pressiômetro de Ménard possibilitaram avaliar a variação do comportamento dos solos investigados com a profundidade. Concluiu-se que as áreas estudadas apresentam areias, em sua maior parte, com baixos valores de pressão limite, o que corrobora o fato de sua formação ter ocorrido por processos de deposição eólica e marinha.

Os resultados evidenciam que as areias bioclásticas estudadas apresentam um comportamento mecânico singular, caracterizado pela dualidade entre a elevada resistência ao cisalhamento e a baixa rigidez. Este fenômeno, atribuído à porosidade intrapartícula e à fragilidade intrínseca dos grãos de origem biogênica, demonstra que o uso de correlações empíricas baseadas em areias quartzosas é inadequado, pois tende a quebra de partículas na resposta tensão-deformação real desses depósitos carbonáticos.

Dentre as limitações verificadas neste trabalho, a mais relevante diz respeito as perturbações provocadas no furo pelo método de perfuração, que em alguns ensaios se ficou evidente pela impossibilidade de construção da curva pressiométrica. O que se pode concluir é que o ensaio, quando executado nas melhores condições de realização do furo, introdução da sonda e utilização do pressiômetro, determinam de modo aproximado o valor da tensão horizontal no repouso, visto que é improvável realizar a perfuração e introdução da sonda pressiométrica sem causar qualquer perturbação nas paredes do furo.

A tensão aplicada ao solo pela fundação do tipo gravidade do aerogerador offshore apresentou valor mínimo de 29,03 kPa, para a consideração de carga estática apenas e 86,78 kPa para a consideração dos esforços oriundos do vento e ondas como carga estática equivalente. A tensão máxima aplicada pela fundação apresentou valor de 152,14 kPa. Quando comparado com as capacidades de carga determinadas, o valor máximo encontrado de 3340,71 kPa pela proposta de Mendel e Salençon (1972) e o menor valor estimado foi com o pressiômetro de Ménard, que apresentou valor de 230,55 kPa. A limitação da camada de areia no perfil estratigráfico do modelo considerado associado a camada de rocha calcárea provoca um aumento da capacidade de carga do sistema fundação-solo. Ambas as determinações apresentaram valores superiores a tensão máxima calculada para o sistema fundação-solo.

Os recalques estimados pelas diferentes formulações adotadas variaram pouco entre si em função do nível de tensão considerado e do método de obtenção dos parâmetros geotécnicos. Para a tensão estática ($\sigma_e = 29,03$ kPa), os recalques apresentaram valores entre 2,97 mm, obtido pela proposta da Teoria da elasticidade com o E obtido a partir do ensaio pressiométrico e 5,54 mm pela proposta da Teoria da elasticidade com E obtido a partir do SPT. A proposta de Ménard e Rousseau (1962) apresentou valor intermediário de 4,03 mm. Para a tensão média ($\sigma_{méd} = 86,78$ kPa), os recalques variaram de 8,87 mm, pela proposta da Teoria da elasticidade com E obtido a partir do ensaio pressiométrico e 16,56 mm pela proposta da Teoria da elasticidade com E obtido a partir do SPT. Assim como para a tensão estática, aqui a proposta de Ménard e Rousseau (1962) apresentou valor intermediário de 12,05 mm. O mesmo comportamento entre os métodos ocorre para a tensão máxima ($\sigma_{máx} = 152,14$ kPa), onde os valores variaram de 15,55 mm para a proposta da Teoria da elasticidade com uso do E determinado a partir do PMT e 29,04 mm com a proposta da Teoria da elasticidade com E obtido pelo SPT. O valor intermediário de Ménard e Rousseau (1962) apresentou valor de 21,13 mm. Esses resultados evidenciam que as formulações baseadas no SPT podem conduzir a estimativas mais conservadoras, enquanto os métodos fundamentados em parâmetros pressiométricos apresentaram valores intermediários. Importante considerar a relevância do pressiômetro por ser, praticamente, uma prova de carga executada em campo.

Em síntese, as contribuições desta pesquisa residem na caracterização de um solo de comportamento atípico, cujas propriedades mecânicas singulares — marcadas pela alta resistência ao cisalhamento em contraste com a baixa rigidez — desafiam os métodos de cálculo convencionais. Ao validar o Pressiômetro de Ménard como uma ferramenta eficaz para a obtenção de parâmetros geotécnicos em campo, este estudo demonstra que o uso de parâmetros

pressiométricos reduz o conservadorismo excessivo de métodos baseados no SPT. Assim, os resultados aqui consolidados oferecem um suporte técnico para o desenvolvimento da energia eólica offshore na costa nordeste do Brasil.

5.2 Sugestões

1. Ampliar a realização de ensaios pressiométricos nos locais de estudo, de forma a comparar os resultados obtidos para os parâmetros pressiométricos existentes na literatura e torná-los referência para a pesquisa e desenvolvimento.
2. Realizar ensaios de campo no local com outros equipamentos, como o SDMT, CPTu e prova de carga, com o objetivo de verificar convergência dos valores dos parâmetros determinados por esses equipamentos e comparar com os parâmetros de deformabilidade e resistência determinados pelo pressiômetro, bem como validar os valores de capacidade de carga obtidos pelo pressiômetro por eles.
3. Ampliar o estudo sobre a influência do teor de carbonato e da cimentação nas propriedades geomecânicas das areias carbonáticas estudadas, visando confirmar a influência do mesmo sobre a resistência e deformabilidade desses solos.
4. A realização de mais ensaios pressiométricos em areias carbonáticas, de modo a cruzar os resultados com ensaios de laboratório, a fim de propor uma correlação para o ângulo de atrito e o módulo de elasticidade a partir de medidas determinadas pelo ensaio pressiométrico e do teor de carbonato presente no solo é uma sugestão de estudo indicada pelo autor.
5. Realizar, onde for possível, ensaios com ciclos de carregamento e descarregamento.
6. Recomenda-se a utilização do modelo geológico-geotécnico apresentado neste trabalho para a realização de análise numérica, de forma a considerar as cargas dinâmicas, com o objetivo de avaliar a interação solo-estrutura do aerogerador.
7. Avaliar os recalques oriundos de uma análise dinâmica para diferentes fundações de aerogeradores offshore.

REFERÊNCIAS

ABREU NETO, João Capistrano de *et al.* **Caracterização morfológica da plataforma continental de Icapuí utilizando dados batimétricos.** Estudos Geológicos, Salvador, v. 29, n. 2, p. 3-16, 2019.

AJALLOYAN, R.; YU, H. S. **Numerical modeling of pressuremeter tests in sands using a critical state framework.** Géotechnique, [S. l.], v. 48, n. 5, p. 727-740, 1998.

ALCÂNTARA, P. B. **Avaliação da capacidade de carga de fundações rasas em solos argilosos através do SPT, da prova de carga sobre placas e do ensaio pressiométrico.** 1992. 176 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1992.

ALCÂNTARA, R. B. **Estudo experimental de ensaios pressiométricos em solos residuais brasileiros.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992.

ALVES, Victor Luiz da Silva. **Estudo experimental do comportamento mecânico de areias carbonáticas da costa nordeste do Brasil.** 2024. 159 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2024.

APAGEO. **Catálogo Técnico – Pressiômetro Ménard.** Paris: Apageo Instruments, 2023.

ARAÚJO, D. S. D.; MARTINS, F. R. **Fisionomia e estrutura de comunidades vegetais da restinga de Imbassaí, Bahia.** Acta Botanica Brasilica, [S. l.], v. 32, n. 2, p. 245-258, 2018.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. **NF P94-110-1: Sols: reconnaissance et essais – Essai pressiométrique Ménard.** Paris: AFNOR, 2000.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. **NF P94-110-2: Sols: reconnaissance et essais – Essai pressiométrique autoforeur.** Paris: AFNOR, 1999.

ASTM INTERNATIONAL. **ASTM D4719/D4719M-20: Standard Test Method for Prebored Pressuremeter Testing in Soils.** West Conshohocken, PA: ASTM International, 2020.

ASTM INTERNATIONAL. **ASTM D4719-87: Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soils.** West Conshohocken, PA: ASTM International, 1987.

BAGUELIN, F.; JÉZÉQUEL, J. F.; SHIELDS, D. H. **The Pressuremeter and Foundation Engineering.** Clausthal-Zellerfeld: Trans Tech Publications, 1978.

BARATA, F. E. **Propriedades Mecânicas dos Solos.** Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1984.

BARRA, M. F. W. *et al.* **Modelos físicos de fundações para torres eólicas offshore.** In: Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Sul (GEOSUL), 11., 2019,

Joinville. Anais [...]. Joinville: ABMS, 2019. p. 1-10. Disponível em: <https://www.geosul2019.com.br/anais/trabalhos/23-modelos-fisicos-de-fundacoes-para-torres-eolicas-offshore>. Acesso em: 28 de agosto de 2025.

BHATTACHARYA, Subhamoy *et al.* **Physical modelling of offshore wind turbine foundations for TRL (Technology Readiness Level) studies.** Journal of Marine Science and Engineering, Basel, v. 9, n. 5, p. 589, 2021.

BOSCH, Dante René. **Interpretação do ensaio pressiométrico em solos coesivo-friccionais através de métodos analíticos.** 1996. 147 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

BOUSSINESQ, J. **Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques.** Paris: Gauthier-Villars, 1885.

BRANDT, A. **A graphical method for determining the horizontal earth pressure at rest from pressuremeter tests.** Geotechnical Engineering Journal, [S. l.], v. 9, n. 2, p. 123–129, 1978.

BRIAUD, J.-L. **The Pressuremeter.** Rotterdam: A. A. Balkema, 1992. 322 p.

BRIAUD, J.-L.; SHIELDS, D. H. **The pressuremeter as a tool for the design of pavements.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, Reston, v. 105, n. 2, p. 163–177, 1979.

BRIAUD, J.-L.; SHIELDS, D. H. **Use of the pressuremeter for design of pavements.** *In:* Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6., 1979, Singapore. Proceedings [...]. Singapore: [s. n.], 1979. v. 1, p. 359-363.

BRIAUD, J.-L.; SMITH, T.; AL-MHAIDIB, A. **The Pressuremeter: some applications in soil and rock.** New York: ASCE, 1983. (Geotechnical Special Publication, 11).

BRIAUD, J.-L.; SMITH, T.; MEYER, B. **The pressuremeter test in clays and the behavior of shallow foundations.** *In:* Asce Specialty Conference on Advances in Pressuremeter Testing, 1986, New Orleans. Proceedings [...]. New Orleans: ASCE, 1986. p. 123–147.

BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, L. **Prevision de la capacite portante des pieux isoles sous charge verticale.** Bulletin de Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées, Paris, n. 113, p. 83-108, 1981.

BYRNE, B. W.; HOULSBY, G. T.; MARTIN, C. M. **Cyclic loading of shallow offshore foundations on sand.** *In:* SPRINGMAN, S.; LAUE, J.; SEWARD, L. (ed.). Physical modelling in geotechnics. [S. l.]: Taylor & Francis, 2015. p. 717-722.

CABRAL NETO, Izaac. **Beachrocks do Rio Grande do Norte: correlação entre os depósitos costeiros e os de zona costa-afora com base na faciologia, petrografia e diagênese.** 2011. 148 f. Dissertação (Mestrado em Geodinâmica e Geofísica) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2011.

CARTER, J. P.; BOOKER, J. R.; YEUNG, S. K. **Cavity expansion in cohesive frictional soils**. *Géotechnique*, London, v. 36, n. 3, p. 349–358, 1986.

CASTRO, F. J. M. **Evolução morfodinâmica e processos erosivos na Praia da Redonda, Icapuí – CE**. 2020. 125 f. Dissertação (Mestrado em Geologia) – Centro de Ciências, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2020.

CAVALCANTE, E. H. **Estudo do comportamento tensão-deformação de solos utilizando o pressiómetro de Ménard**. 1997. 245 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1997.

CAVALCANTE, Erinaldo H.; GIACHETI, Heraldo L.; BEZERRA, Raimundo L. **Parâmetros geotécnicos e previsão da capacidade de carga de estacas apiloadas em solo tropical arenoso obtidos com o pressiómetro Ménard**. *Solos e Rochas*, São Paulo, v. 28, n. 1, p. 115–129, jan./abr. 2005.

CLARKE, B. G. **Pressuremeters in Geotechnical Design**. 2. ed. London: Blackie Academic & Professional, 1997.

CLARKE, B. G. **Pressuremeters in Geotechnical Design**. London: Blackie Academic & Professional, 1995.

COMBARIÉU, O.; BRIAUD, J.-L.; BAGUELIN, F. **Application of pressuremeter testing to geotechnical engineering design**. *In: International Symposium on Pressuremeters*, 2001, Paris. *Proceedings [...]*. Paris: [s. n.], 2001. p. 235-242.

COOP, M. R. **The mechanics of sands properly called ‘calcareous’**. *Géotechnique*, London, v. 40, n. 4, p. 607-626, 1990.

COUTINHO, R. Q.; FERREIRA, C. S.; SANTOS, M. C. **Interpretação de ensaios pressiométricos em solos do Recife**. *In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (COBRAMSEF)*, 9., 1993, Salvador. *Anais [...]*. Salvador: ABMS, 1993. p. 237-244.

COUTINHO, Roberto Quental. **Utilização do pressiómetro Ménard na identificação e previsão de recalques em um solo colapsível**. Orientadora: Karina C. A. Dourado. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2005.

CPRM – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Geodiversidade do estado do Ceará**. Fortaleza: CPRM, 2015. 214 p.

CPRM – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Relatórios de mapeamento sedimentar da plataforma continental do Ceará**. Fortaleza: CPRM, 2020.

CUNHA, R. P.; MASSAD, F.; DÉCOURT, L. **Aplicação do pressiómetro na determinação de parâmetros de solos tropicais**. *In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG)*, 12., 2002, São Paulo. *Anais [...]*. São Paulo: ABMS, 2002. v. 2, p. 71-80.

- CUNHA, R. P.; MASSAD, F.; DÉCOURT, L. **Caracterização de solos tropicais com o uso do pressômetro**. Solos e Rochas, São Paulo, v. 27, n. 2, p. 121–133, 2004.
- DÉCOURT, L. **Fundações rasas**. In: Mesa redonda: Solos na cidade de São Paulo, 1992, São Paulo. Anais [...]. São Paulo: ABMS, 1992. p. 217-228.
- DINIZ, A. A.; DEMARTINECOURT, J. P. **O pressômetro de pavimentação**. In: Reunião anual de pavimentação (RAPv), 20., 1985, Fortaleza. Anais [...]. Fortaleza: ABPv, 1985. v. 1, p. 375-388.
- ESTEBAN, M. D.; LÓPEZ-GUTIÉRREZ, J.-S.; NEGRO, V. **Gravity-based foundations in the offshore wind sector**. Journal of Marine Science and Engineering, Basel, v. 7, n. 3, p. 64, 2019.
- GIACHETI, Heraldo L. **Os ensaios de campo na investigação do subsolo: estudos e considerações quanto à aplicação em solos tropicais**. 2001. 245 f. Tese (Livre-Docência em Geotecnia) – Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2001.
- GOMES, R. A. F. *et al.* **Propriedades físico-mecânicas de rochas de praia e bancos recifais: estudos preliminares voltados a eólicas offshore no litoral cearense**. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, 18., 2023, Aracaju. Anais [...]. São Paulo: ABGE, 2023. p. 1-12.
- GONÇALVES, A. F. P. **Fundações por gravidade para aerogeradores offshore: estudo de viabilidade para São Pedro de Muel**. 2017. 115 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geológica) – Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2017.
- HUGHES, J. M. O.; WROTH, C. P.; WINDLE, D. **Pressuremeter tests in sands**. Géotechnique, London, v. 27, n. 4, p. 455–477, 1977.
- INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 22476-4: Geotechnical investigation and testing — Field testing — Part 4: Prebored pressuremeter test by Ménard procedure**. 2. ed. Geneva: ISO, 2021.
- INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 22476-4: Geotechnical investigation and testing — Field testing — Part 4: Pressuremeter test**. Geneva: ISO, 2012.
- INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO/DIS 22476-4: Geotechnical investigation and testing — Field testing — Part 4: Pressuremeter test**. Geneva: ISO, 2008.
- JAMIOLKOWSKI, M. *et al.* **New developments in field and laboratory testing of soils**. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), 11., 1985, San Francisco. Proceedings [...]. San Francisco: [s. n.], 1985. v. 1, p. 57-153.
- JONKMAN, J. *et al.* **Definition of a 5-MW reference wind turbine for offshore system development**. Golden, CO: National Renewable Energy Laboratory, 2009.

LOPES, Simone Ribeiro. **Previsão da capacidade de carga de fundações superficiais em solos de dunas, através do pressiómetro Ménard**. 2004. 129 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Unidade Acadêmica de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2004.

LUCENA, J. C.; CARVALHO, A. P. F.; ALENCAR, A. C. **Aplicação do pressiómetro de Briaud na pavimentação rodoviária e engenharia de fundações**. *In*: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), 8., 1988, Porto Alegre. Anais [...]. Porto Alegre: ABMS, 1988. v. 1, p. 45-50.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. **Cone penetration testing in geotechnical practice**. London: Blackie Academic & Professional, 1989. 312 p.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. **Cone penetration testing in geotechnical practice**. London: Blackie Academic & Professional, 1997. 312 p.

MAIA DE ALMEIDA, N. *et al.* **Plataforma Continental do Ceará**. *In*: VITAL, H.; DIAS, M. S.; BASTOS, A. C. (org.). Plataforma Continental Brasileira: Série II. Rio de Janeiro: P2GM, 2021. v. 1, p. 71–121.

MAIA, L. P.; FREIRE, G. S. S.; MENESES, L. F. **Evolução geomorfológica e dinâmica costeira do litoral setentrional do Ceará**. Revista Brasileira de Geomorfologia, [S.l.], v. 19, n. 3, p. 511–525, 2018.

MAIR, R. J.; WOOD, D. M. **Pressuremeter testing: methods and interpretation**. London: Butterworths, 1987. 160 p.

MANDEL, J.; SALENÇON, J. **Force portante d'un sol sur une assise rigide**. *In*: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8., 1972, Moscow. Proceedings [...]. Moscow: [s. n.], 1972. v. 2, p. 115-122.

MARQUES, M. A. Ludovico. **Teoria e prática do pressiómetro autoperfurador: novos desenvolvimentos em solos rijos e rochas brandas**. 1997. Dissertação (Mestrado em Mecânica dos Solos) – Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 1997.

MAYNE, P. W.; POULOS, H. G. **Approximate settlement solutions for foundations**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Reston, v. 125, n. 6, p. 453–460, 1999.

MÉNARD, L. **Calcul de tassements dans les sols en place à partir de l'essai pressiométrique**. Annales des Ponts et Chaussées, Paris, v. 133, p. 357–377, 1963.

MÉNARD, L. **L'emploi du pressiomètre pour déterminer les caractéristiques physiques des sols**. Paris: Rapport du Laboratoire des Ponts et Chaussées, 1957.

MÉNARD, L. **Mesures in situ des propriétés physiques des sols**. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, n. 15, p. 17–22, 1957.

MÉNARD, L.; ROUSSEAU, J. **L'évaluation des tassements – tendances nouvelles**. Paris: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1962.

MEYERHOF, G. G. **The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads**. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3., 1953, Zurich. Proceedings [...]. Zurich: [s. n.], 1953. v. 1, p. 440-445.

MORAIS, J. O.; MAIA, L. P.; FREIRE, G. S. S. **Ambientes costeiros e marinhos do Nordeste brasileiro: geomorfologia, sedimentologia e dinâmicas ambientais**. Fortaleza: UFC Edições, 2016.

OLIVEIRA, J. T. S. **Utilização do pressiômetro de Ménard na avaliação de solos brasileiros**. 1990. 158 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 1990.

OLIVEIRA, T. S.; SILVA, R. M.; ARAÚJO, E. M. **Caracterização e classificação de solos arenosos do litoral do Nordeste do Brasil**. Revista Brasileira de Ciência do Solo, Viçosa, v. 41, p. 1–14, 2017.

ORTIGÃO, J. A. R.; PALMEIRA, E. M.; SAYÃO, A. S. F. J. **Fundações: ensaios de campo e análise de dados**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1996.

PAIVA, W. **Estudo do comportamento tensão-deformação de solos utilizando o pressiômetro de Ménard**. 2000. 145 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Coordenadoria de Programas de Pós-Graduação em Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2000.

PINHEIRO, L. S.; LIMA, C. A.; MORAIS, J. O. **Influência de recifes submersos na morfodinâmica praias do litoral oeste cearense**. Revista Brasileira de Geociências, [S.l.], v. 49, n. 4, p. 1–15, 2019.

POULOS, H. G. **The mechanics of calcareous sediments**. Australian Geomechanics, [S. l.], n. 15, p. 7–41, 1988.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Elastic solutions for soil and rock mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1974. 411 p.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. New York: John Wiley & Sons, 1980. 397 p.

PRANDTL, L. **Über die Härte plastischer Körper**. Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Mathematisch-Physikalische Klasse, Göttingen, v. 1920, p. 74–85, 1920.

RANDOLPH, M. F.; GOURVENEC, S. **Offshore geotechnical engineering**. 1. ed. Boca Raton: CRC Press, 2011. 550 p.

RODRIGUES, R. A. **Utilização do pressiômetro em estudos de comportamento tensão-deformação de solos**. 1992. 165 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1992.

SAMPAIO, A. V. M.; PAIVA, W. A.; CAVALCANTE, E. H. **Utilização do pressiómetro de Ménard na determinação de parâmetros geotécnicos para fundações de aerogeradores no litoral do Ceará.** *In*: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), 13., 2007, Curitiba. Anais [...]. Curitiba: ABMS, 2007. v. 1, p. 435-440.

SANDRONI, S. S.; BRANDT, J. R. T. **Ensaaios pressiométricos em solos residuais gnáissicos jovens.** Solos e Rochas, São Paulo, v. 6, n. 1, p. 3–18, 1983.

SCHMERTMANN, J. H.; HARTMANN, J. P. **Measurement of in-situ stress and strain in soils using the pressuremeter.** *In*: Conference on in-situ measurement of soil properties, 1975, Raleigh. Proceedings [...]. Raleigh: ASCE, 1975. v. 2, p. 341-378.

SCHNAID, F. **Ensaaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2009. 224 p.

SCHNAID, F. **In situ testing in geomechanics: the main tests.** Rotterdam: CRC Press, 2000. 329 p.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 224 p.

SCHNAID, F.; ROCHA FILHO, L. P. **Interpretation of pressuremeter tests in residual soils.** *In*: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 13., 1994, New Delhi. Proceedings [...]. New Delhi: Oxford & IBH, 1994. v. 1, p. 327-330.

SOARES, A. L.; MORAIS, J. O.; PINHEIRO, L. S. **Aspectos oceanográficos e sedimentares da zona costeira do Ceará.** Revista Brasileira de Geografia Física, Recife, v. 13, n. 6, p. 2573–2590, 2020.

SOARES, A. L.; MORAIS, J. O.; PINHEIRO, L. S. **Transporte sedimentar e dinâmica praial na Baía Potiguar, Nordeste do Brasil.** Revista Brasileira de Geografia Física, Recife, v. 14, n. 2, p. 566–581, 2021.

SUGUIO, K.; MARTIN, L.; BITTENCOURT, A. C. S. P. **Variações do nível do mar e evolução sedimentar das planícies costeiras do Sudeste e Nordeste do Brasil durante o Quaternário.** São Paulo: Instituto de Geociências da USP, 2013.

SUKLJE, L.; VIDMAR, S. **Critical loads depending on layer thickness.** *In*: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8., 1973, Moscou. Proceedings [...]. Moscou: [s. n.], 1973. v. 2, p. 253-258.

TEIXEIRA, A. H. **Projeto de fundações a partir de ensaios de penetração.** *In*: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE), 3., 1996, São Paulo. Anais [...]. São Paulo: ABEF, 1996. v. 2, p. 1-12.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics.** New York: John Wiley & Sons, 1943. 510 p.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1967. 729 p.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. 2. ed. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2011. v. 1, 254 p.

VESIC, A. S. **Bearing capacity of shallow foundations**. *In*: WINTERKORN, H. F.; FANG, H. Y. (ed.). **Foundation engineering handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975. p. 121–147.

VESIC, A. S. **Expansion of cavities in infinite soil mass**. ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Reston, v. 98, n. SM3, p. 265–290, 1972.

APÊNDICE A – CURVAS PRESSIOMÉTRICAS

Figura 71 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-1, para $z=1,0$ m.

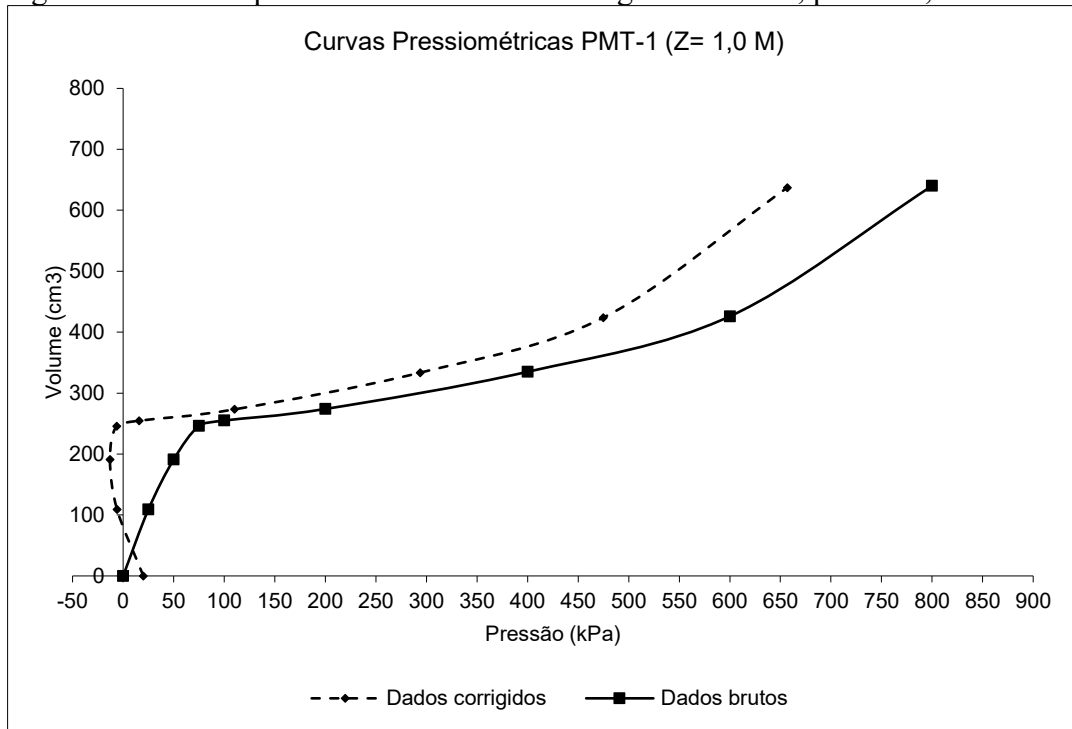


Figura 72 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-1, para $z=2,0$ m.

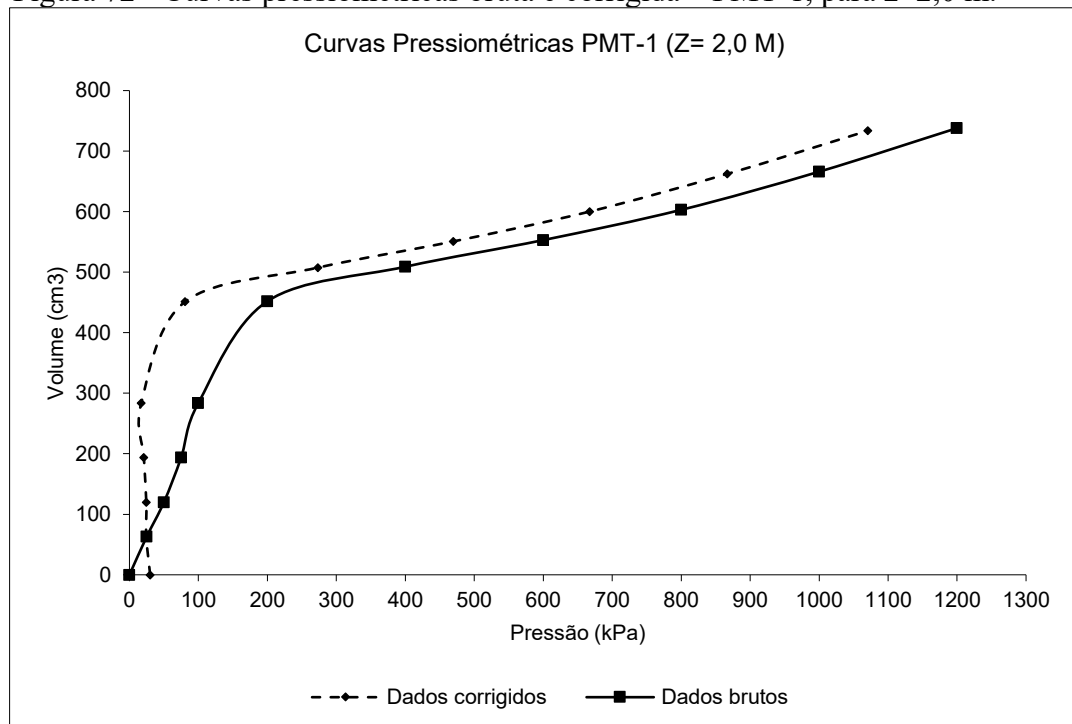


Figura 73 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-1, para $z=3,0$ m.

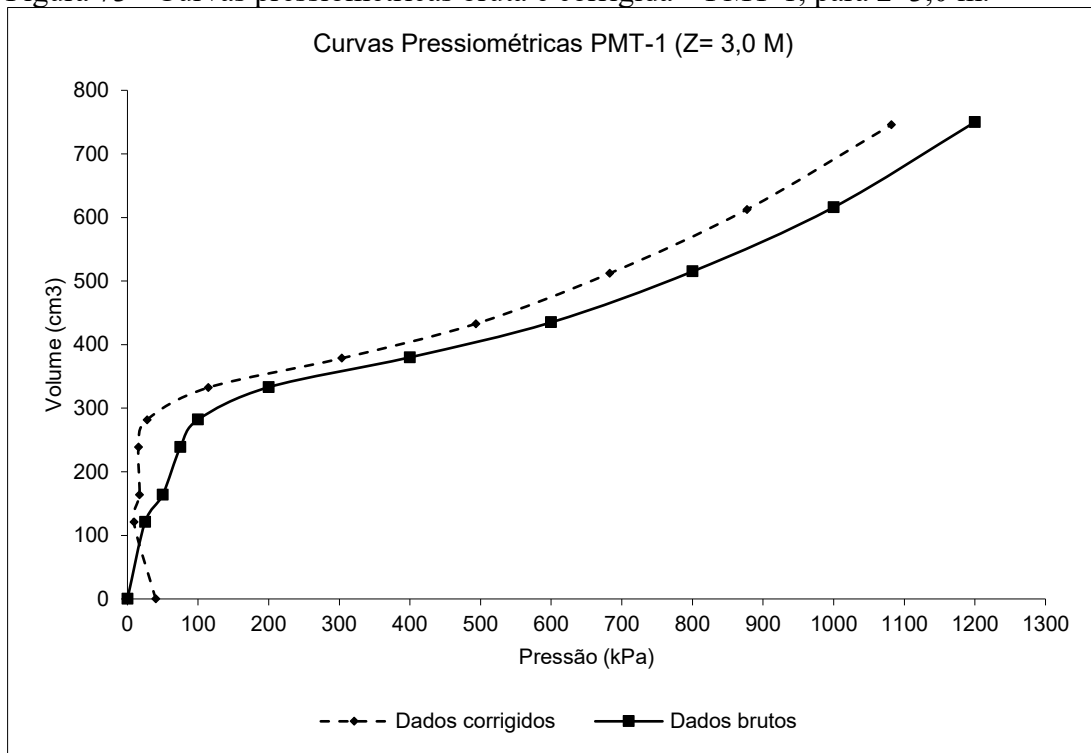


Figura 74 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-1, para $z=4,0$ m.

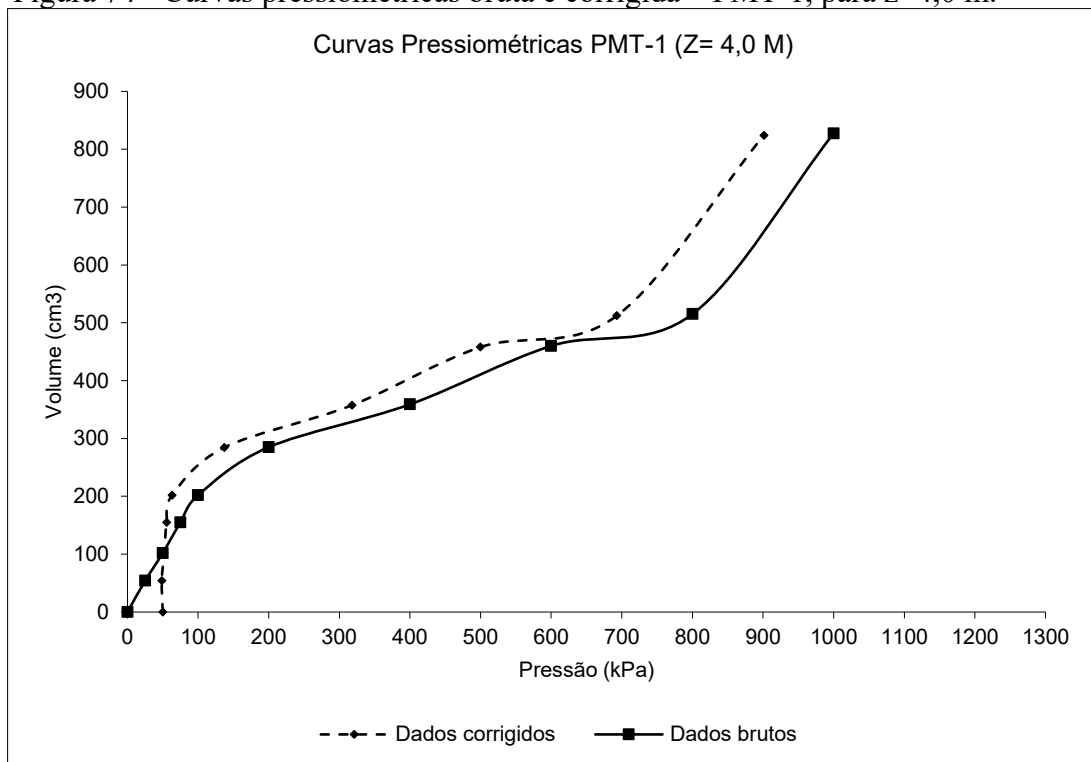


Figura 75 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-1, para $z=5,0$ m.

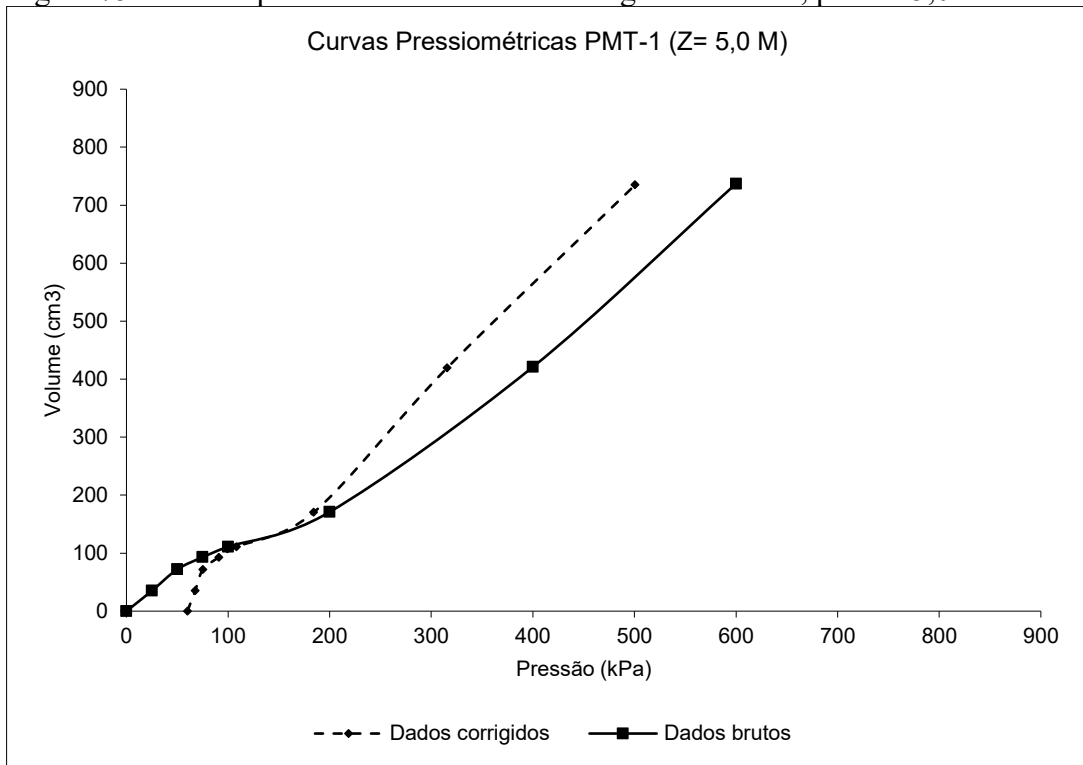


Figura 76 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-1, para $z=6,0$ m.

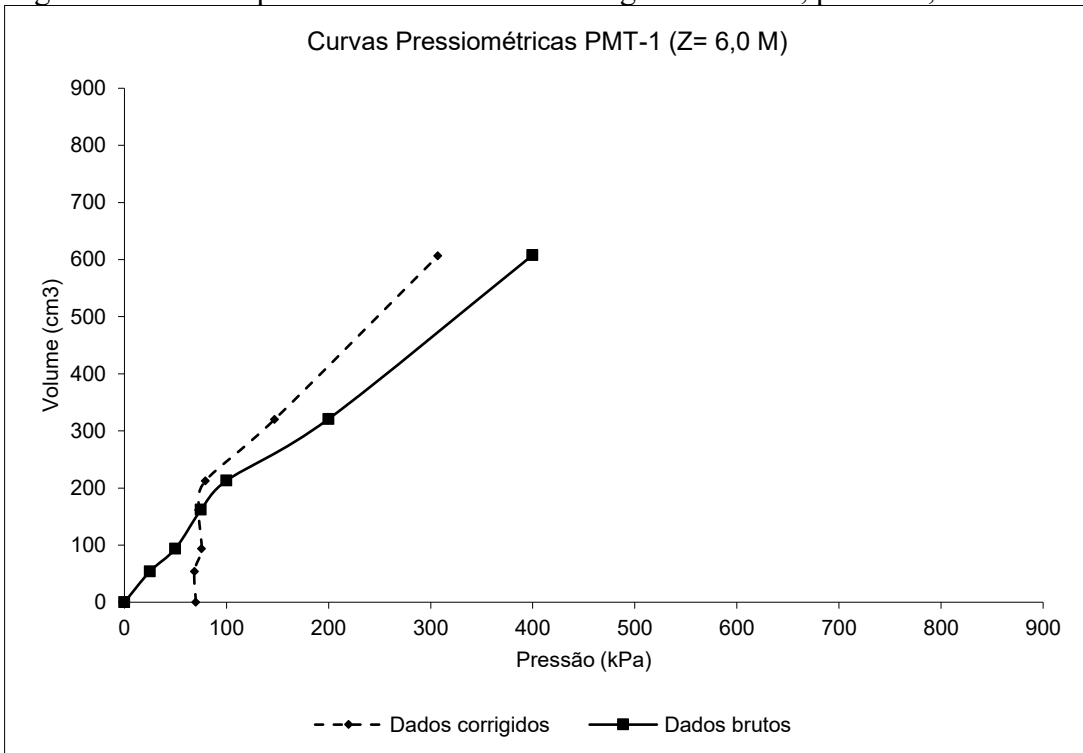


Figura 77 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-1, para $z=7,0$ m.

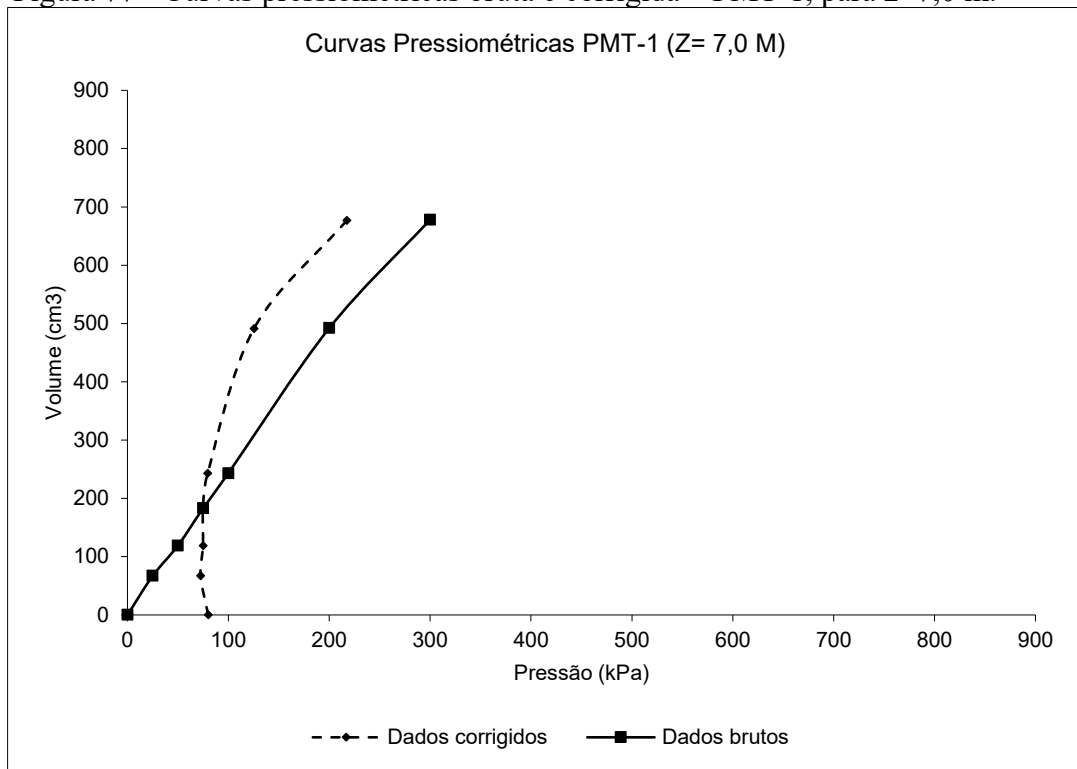


Figura 78 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-1, para $z=8,0$ m.

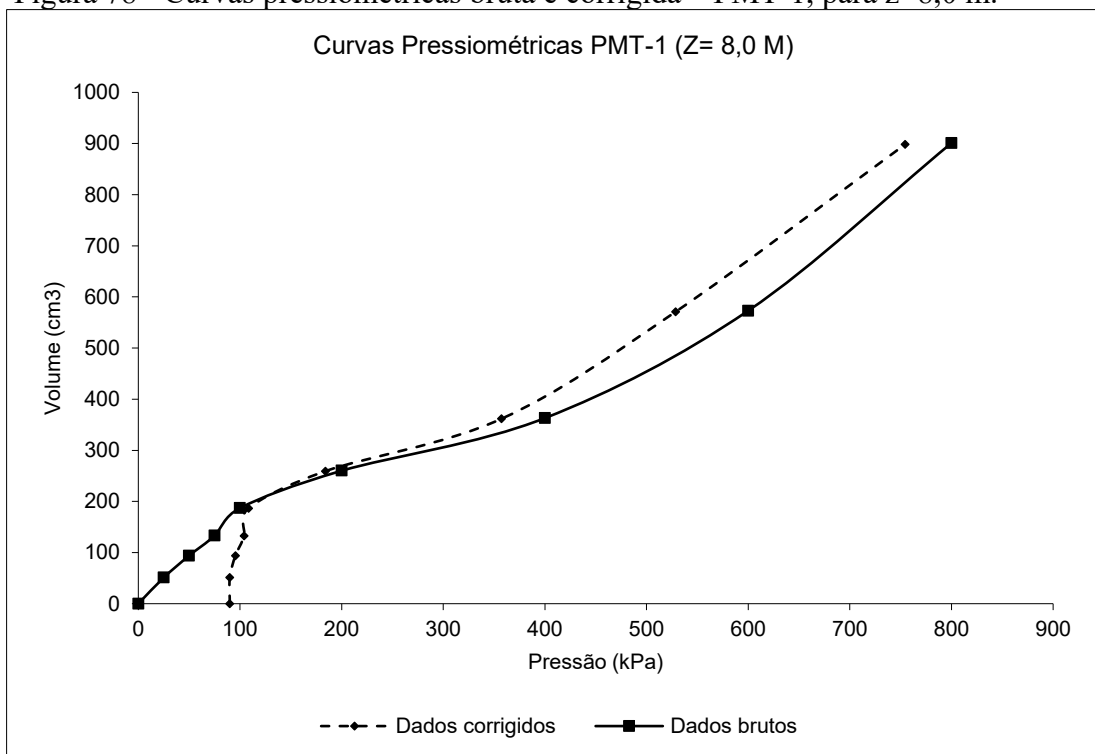


Figura 79 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-2, para $z=1,0$ m.

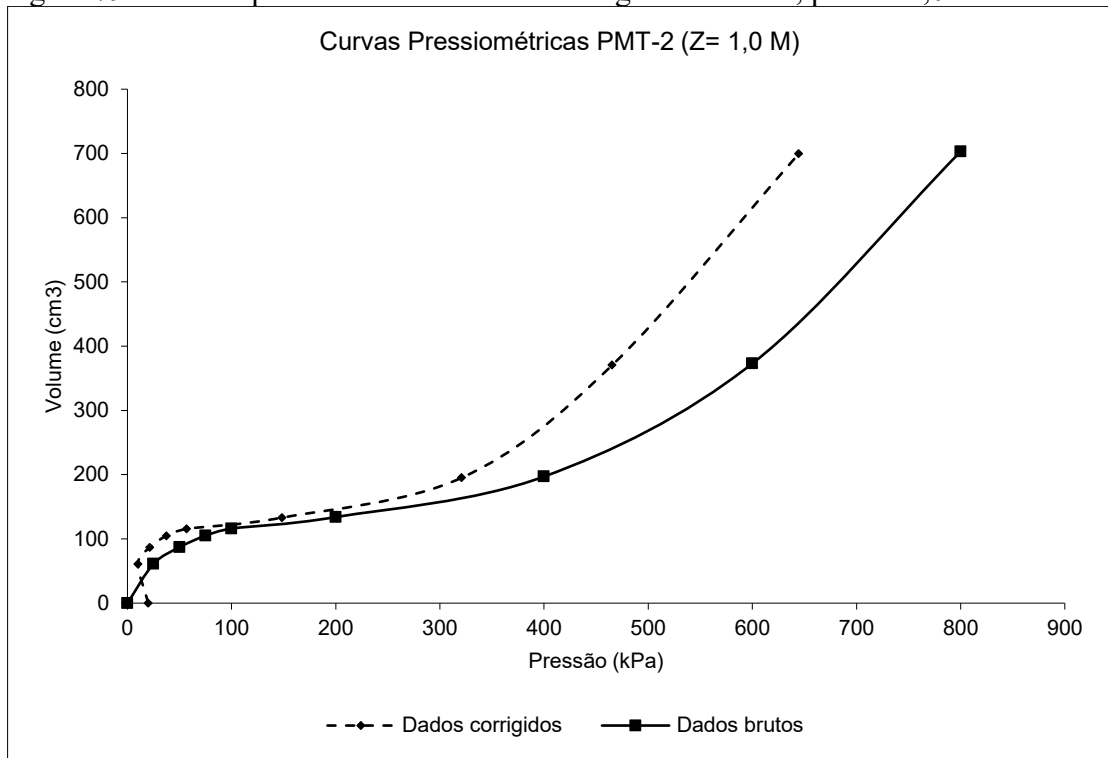


Figura 80 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-2, para $z=2,0$ m.

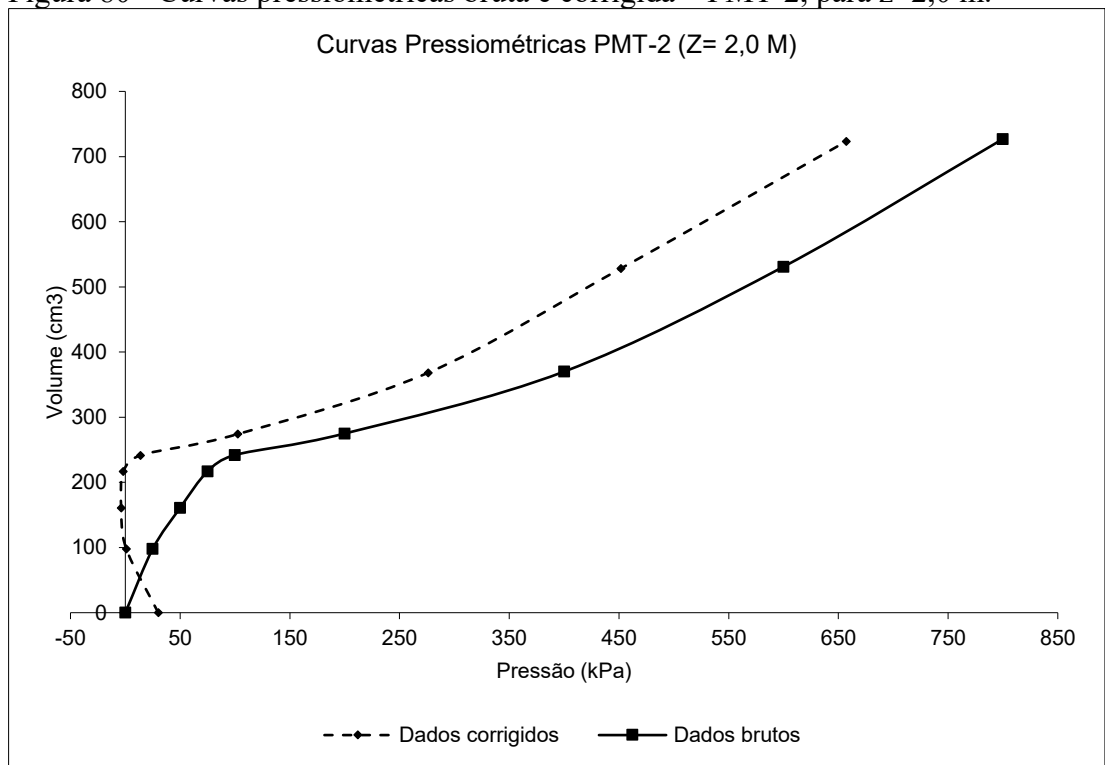


Figura 81 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-2, para $z=3,0$ m.

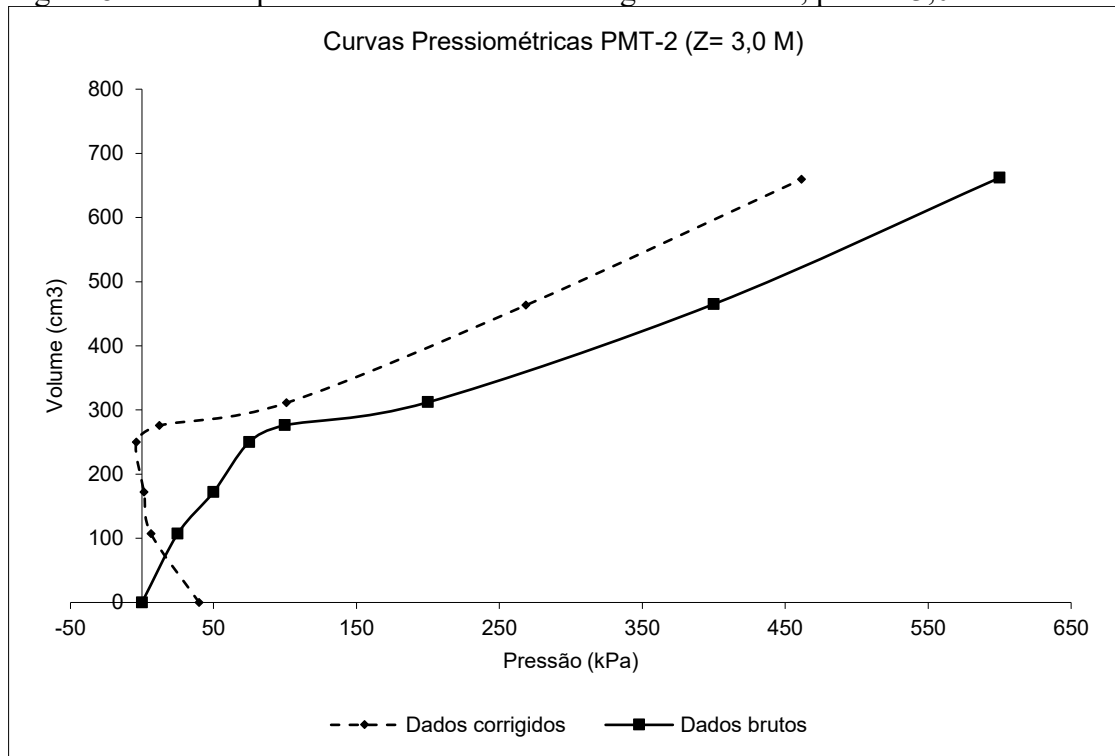


Figura 82 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-3, para $z=1,0$ m.

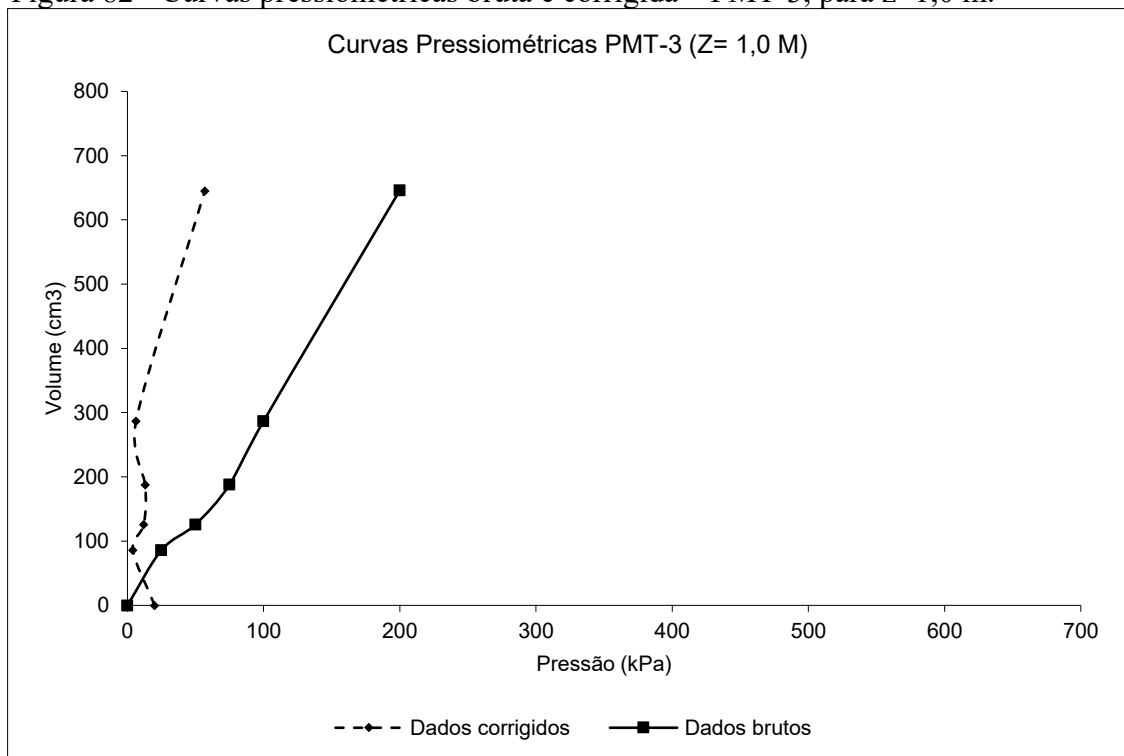


Figura 83 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-3, para $z=2,0$ m.

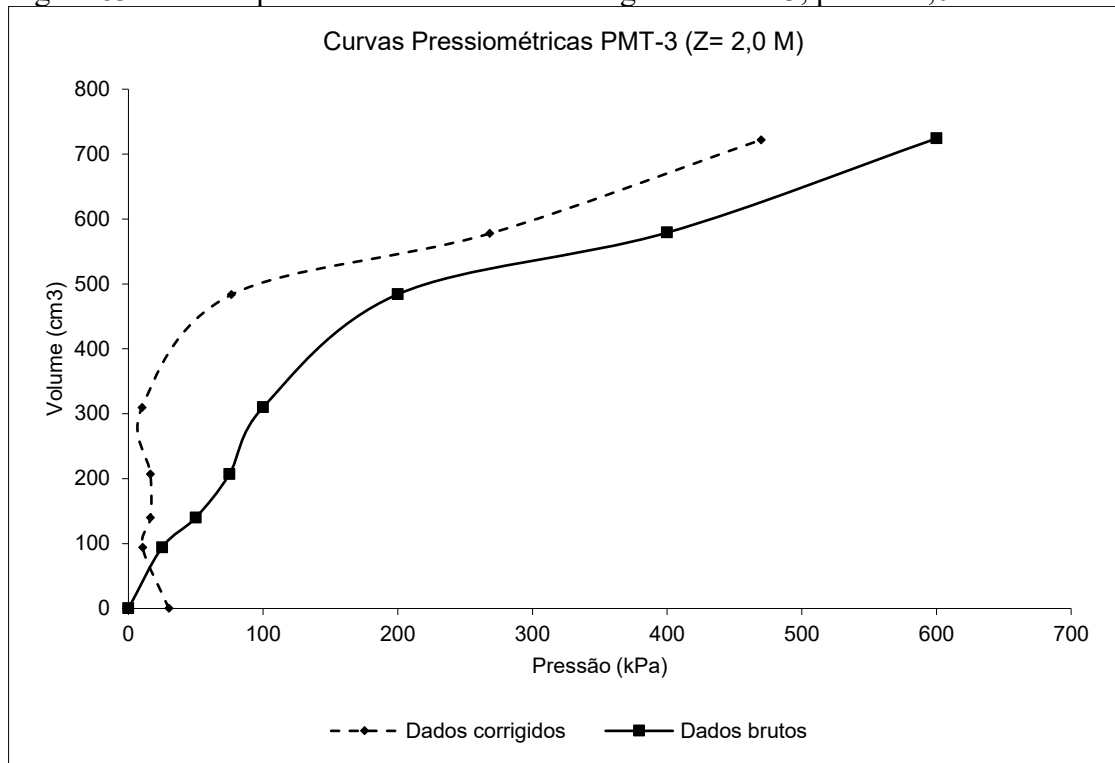


Figura 84 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-3, para $z=3,0$ m.

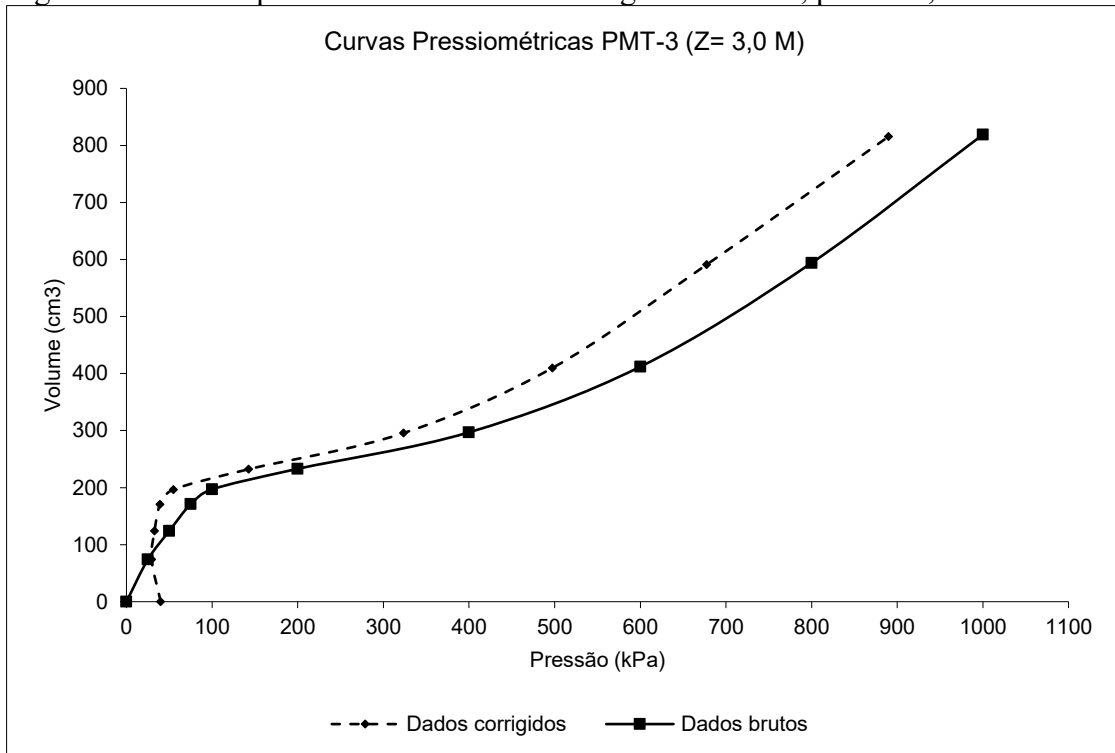


Figura 85 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-3, para $z=4,0$ m.

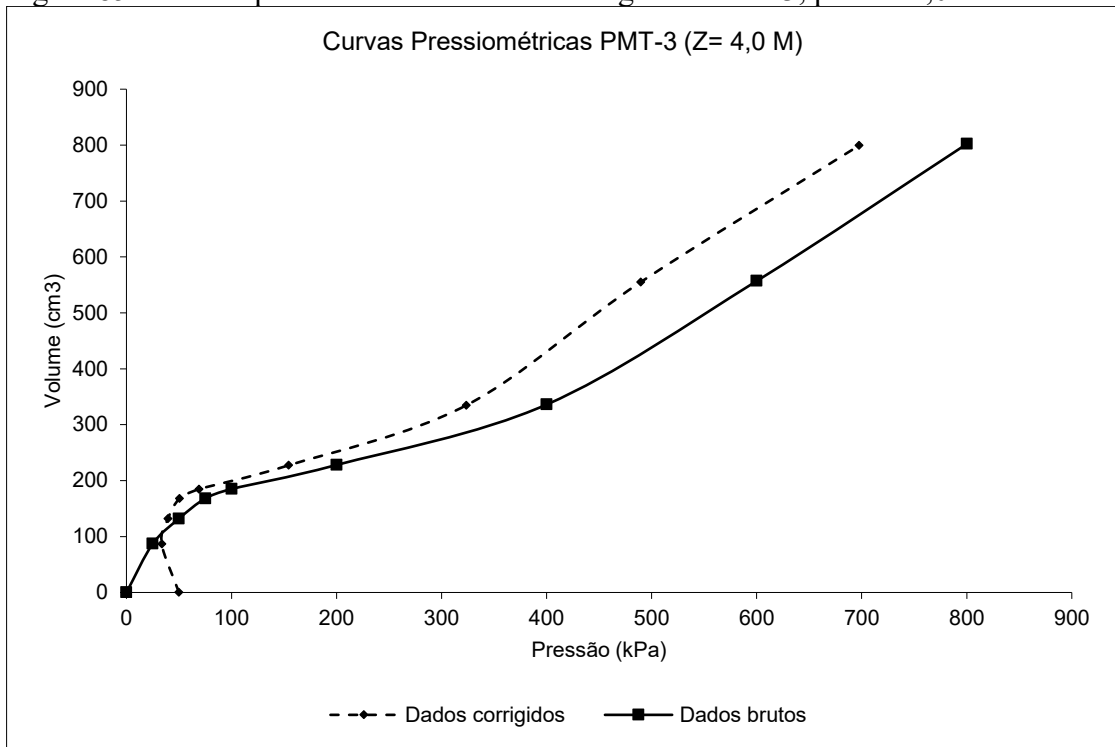


Figura 86 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-4, para $z=1,0$ m.

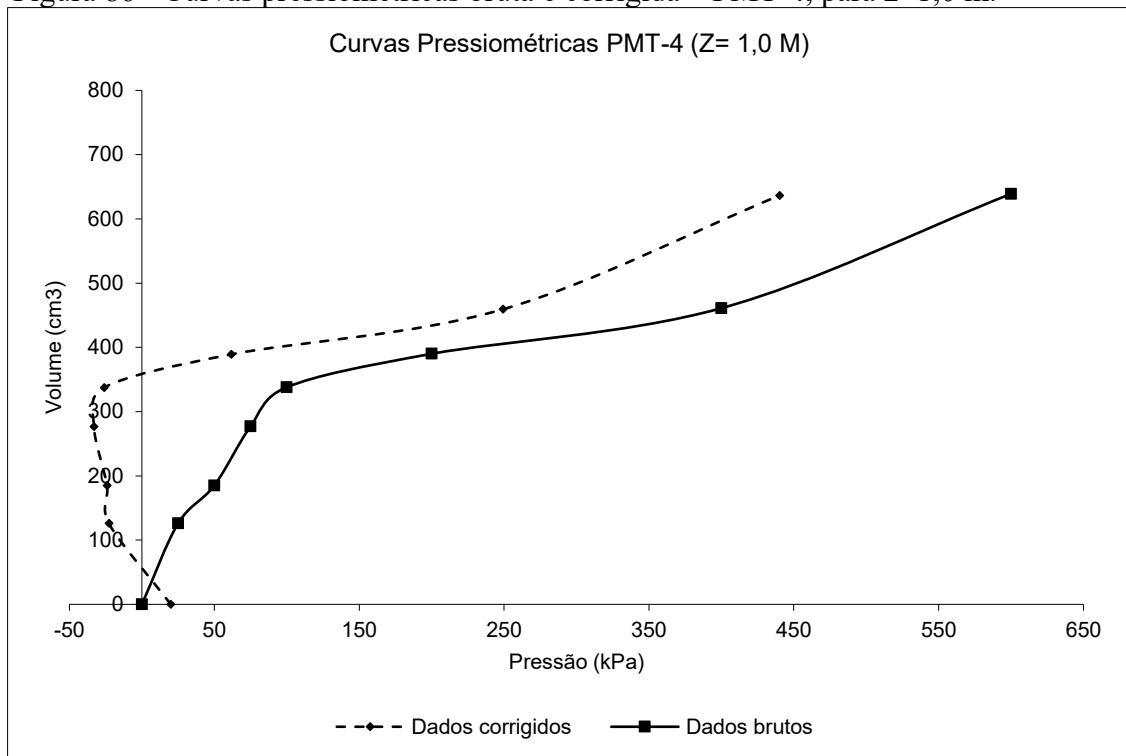


Figura 87 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-4, para $z=2,0$ m.

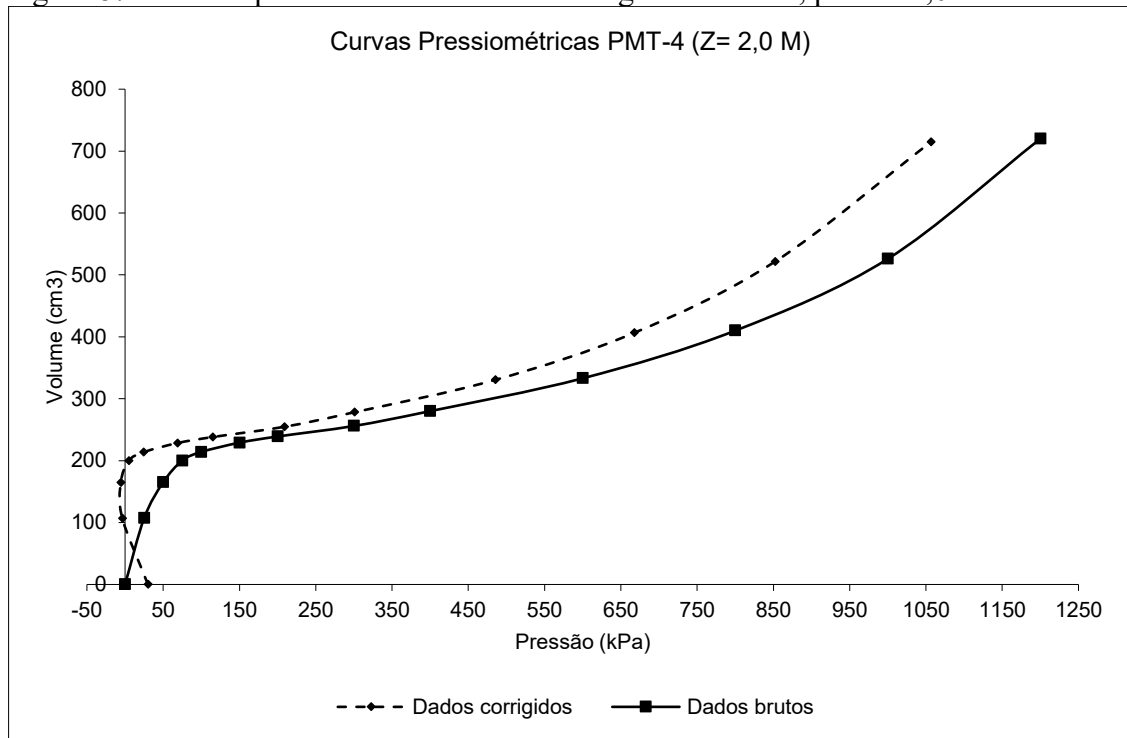


Figura 88 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-4, para $z=3,0$ m.

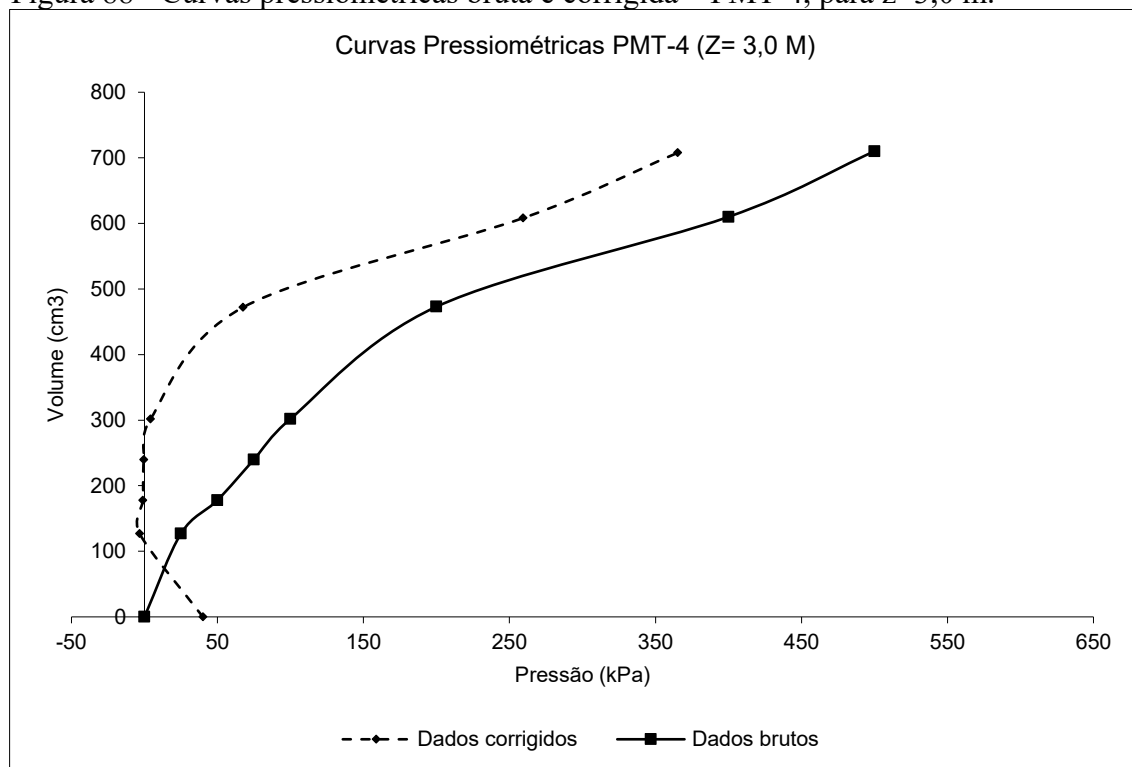


Figura 89 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-4, para $z=4,0$ m.

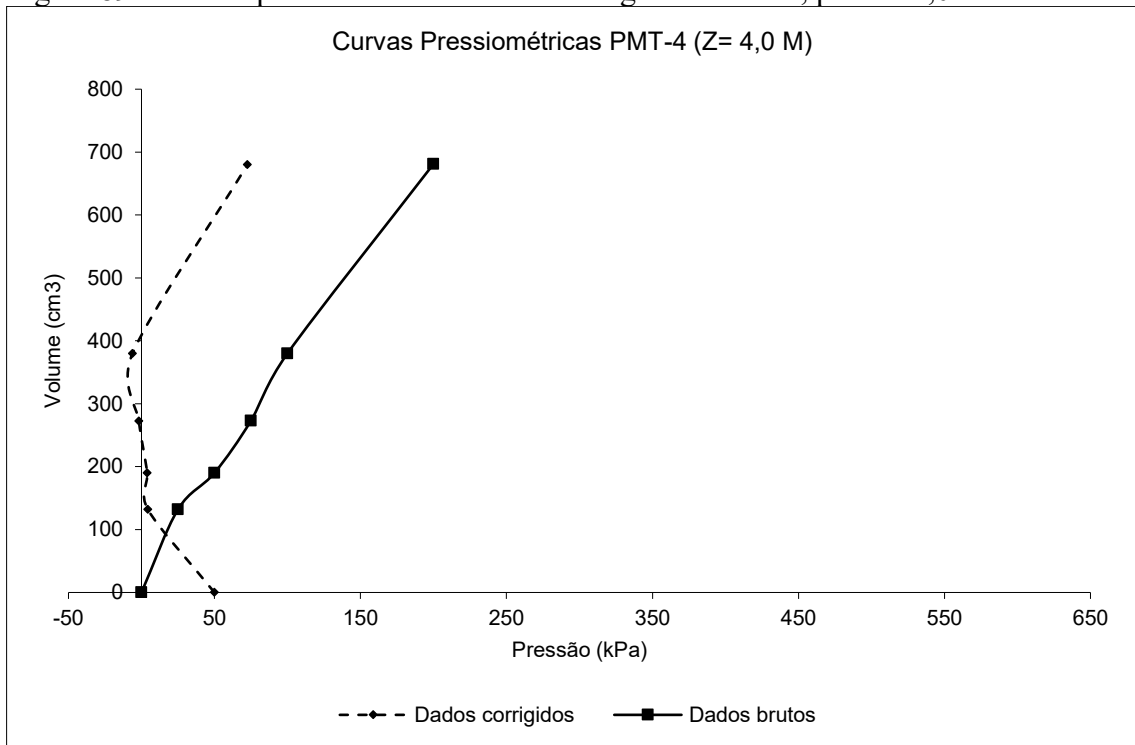


Figura 90 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-4, para $z=5,0$ m.

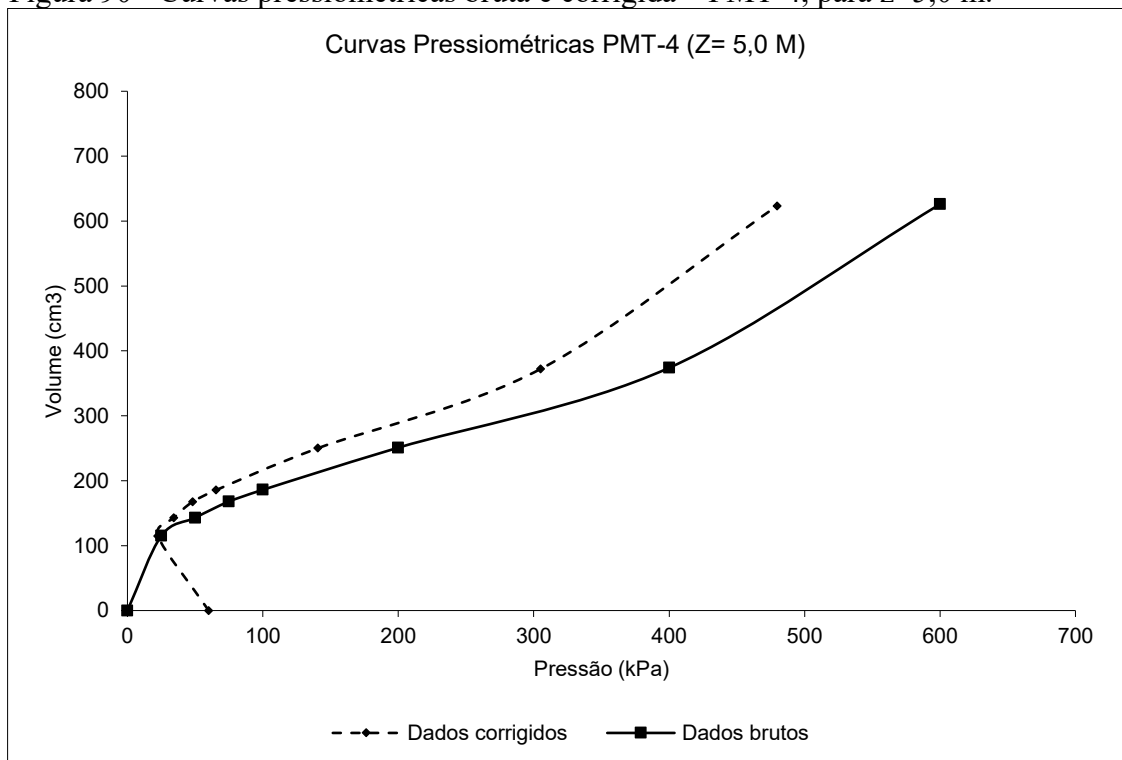


Figura 91 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-4, para $z=6,0$ m.

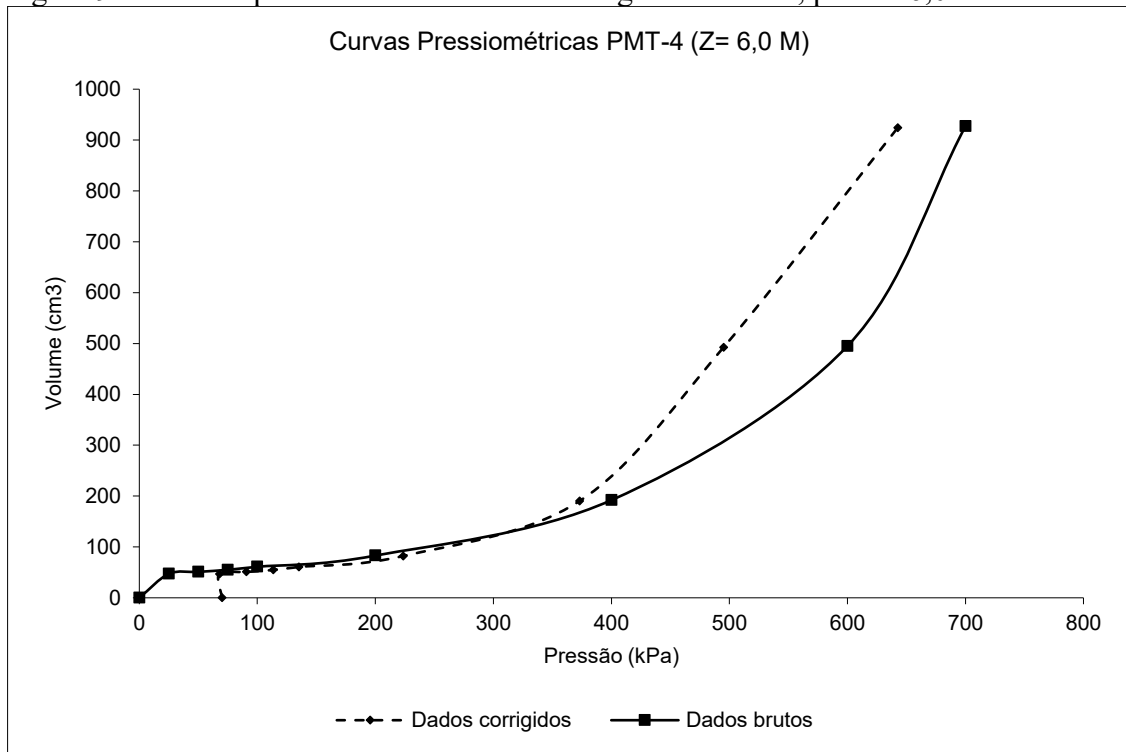


Figura 92 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-4, para $z=7,0$ m.

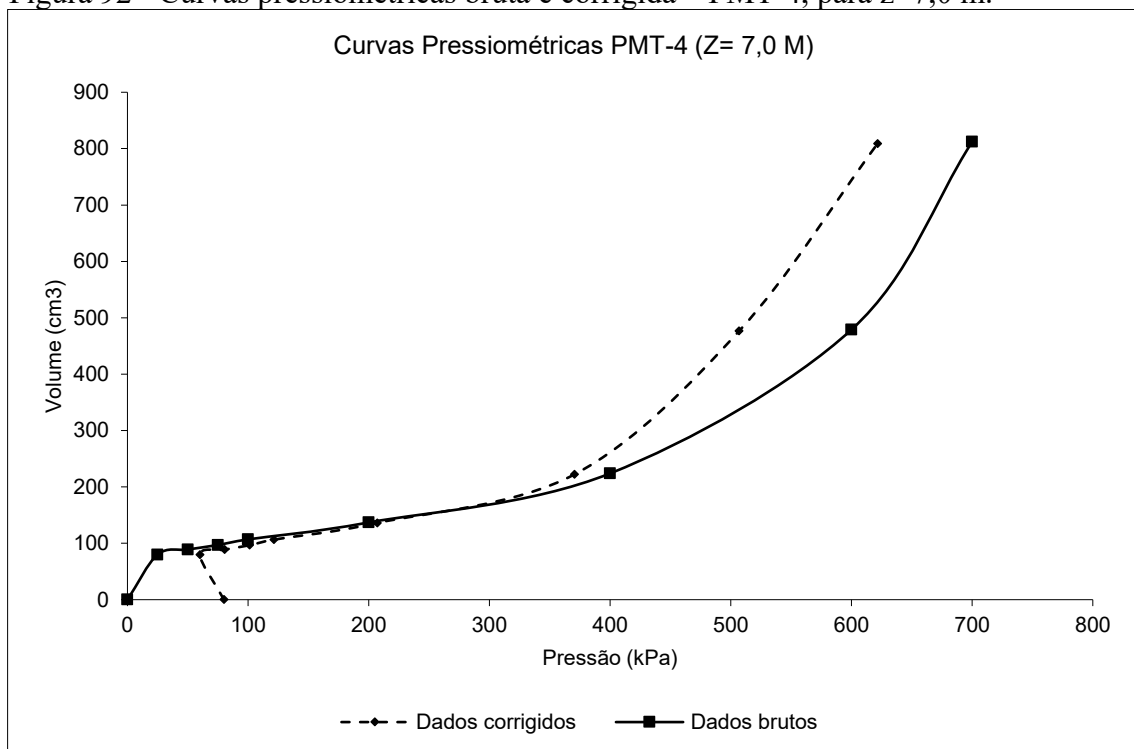
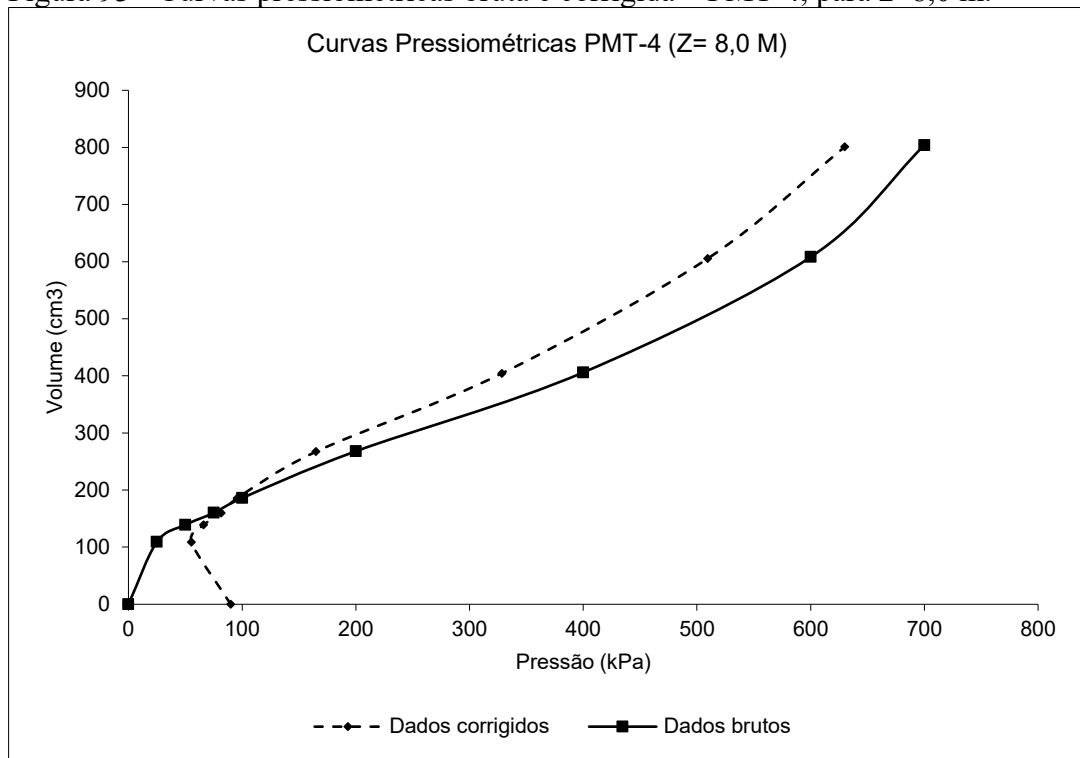


Figura 93 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida – PMT-4, para z=8,0 m.



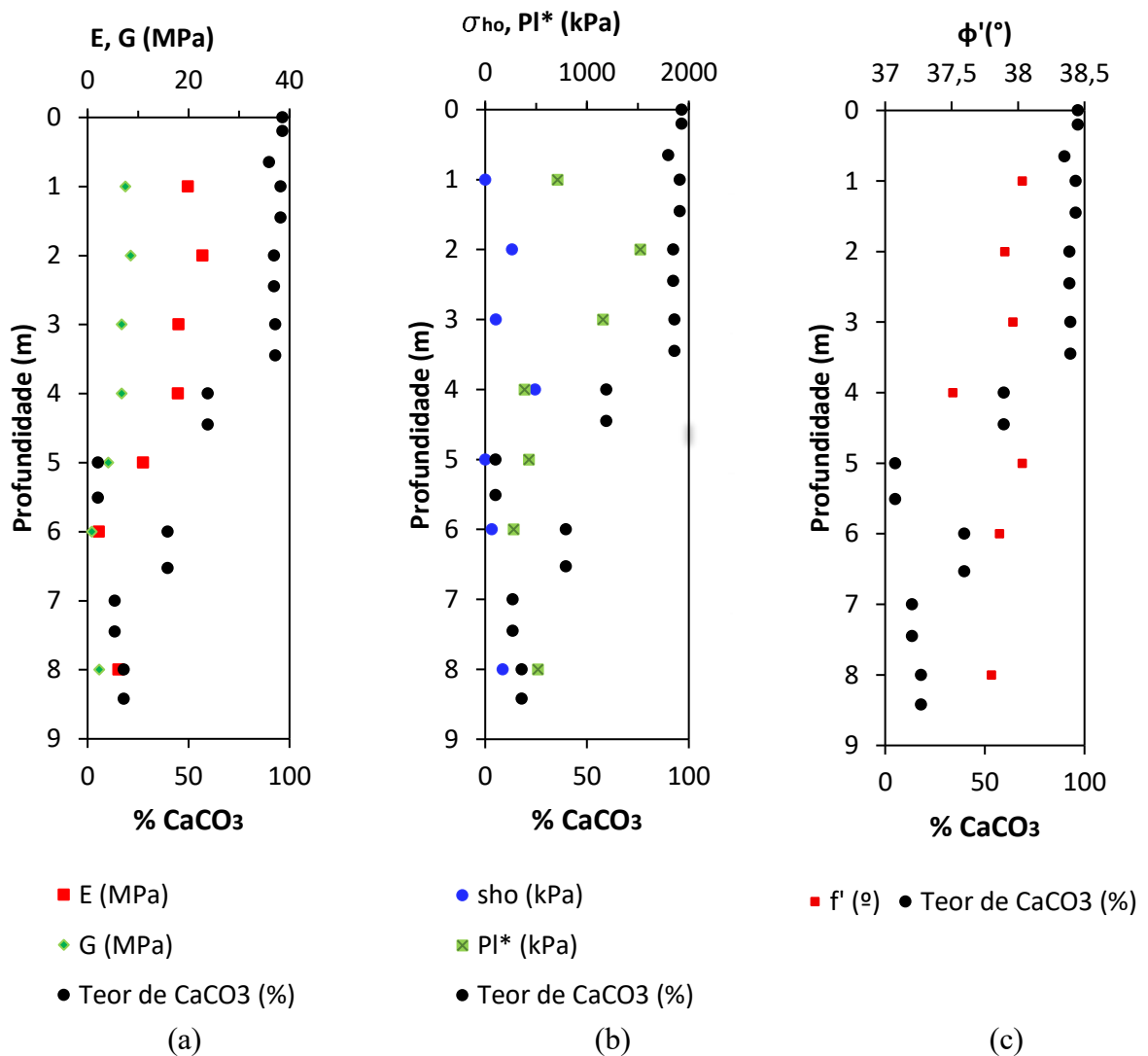
APÊNDICE B – ANÁLISE ESTATÍSTICA PRELIMINAR

B.1 Influência do teor de carbonato

As Figuras 94, 97, 100 e 103 mostram os perfis de variação dos parâmetros E , G , σ_{h0} , P_l^* , ϕ' e $\%CaCO_3$ com a profundidade, para os ensaios realizados nos furos PMT-1 a PMT-4. A partir desses dados foi realizado uma análise preliminar da influência da presença de $CaCO_3$ sobre os parâmetros geotécnicos determinados com o pressiómetro.

B.1.1 Parâmetros PMT-1 x Teor de $CaCO_3$ (%)

Figura 94 - Influência do teor de carbonato sobre os parâmetros do PMT-1.



Fonte: Autor (2026).

B.1.1.1 Análise estatística do PMT-1

A Tabela 32 apresenta os dados obtidos no PMT-1, incluindo teor de CaCO_3 , módulo de deformabilidade (E) e pressão limite (P_l^*) para as profundidades ensaiadas. Foram escolhidos E e P_l^* para realizar a análise estatística, por serem considerados os mais relevantes, tendo em vista que dos mesmos derivam os demais parâmetros geotécnicos. Observa-se que o teor de carbonato apresenta variação significativa entre as profundidades analisadas, o que pode indicar mudanças no grau de cimentação ao longo do perfil investigado.

Tabela 32 - Primeiras observações das variáveis do PMT-1.

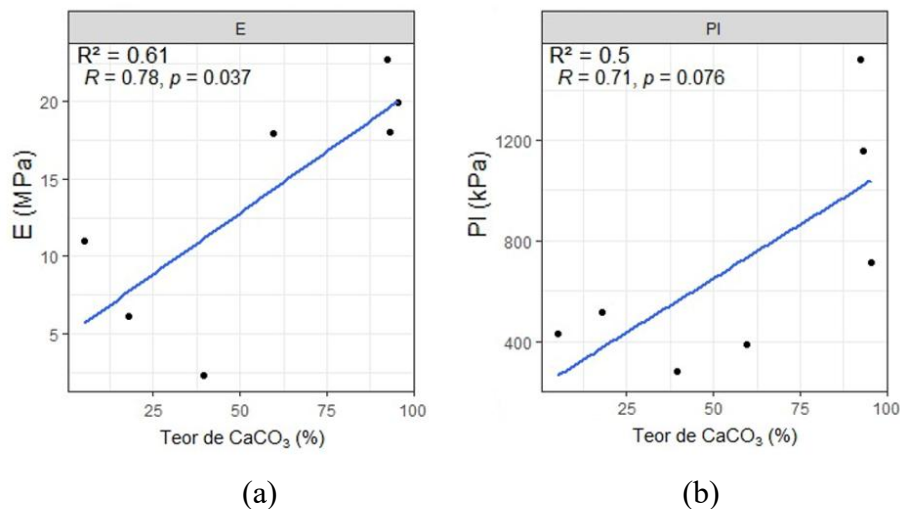
CaCO ₃ (%)	E (MPa)	P_l^*
95,6	19,9	712,0
92,5	22,8	1523,0
93,0	18,1	1157,0
59,6	17,9	386,0
5,12	11,0	431,0
39,7	2,27	282,0

Fonte: Autor (2026).

B.1.1.2 Relação entre Teor de CaCO_3 e parâmetros do PMT-1

A Figura 95 (a) e (b) apresenta a relação entre o teor de CaCO_3 e os parâmetros E e P_l^* obtidos no PMT-1. Observa-se que o teor de carbonato apresenta correlação positiva forte com o módulo pressiométrico ($R = 0,78$, $p = 0,037$), indicando que o aumento do teor de CaCO_3 contribui para o ganho de rigidez do solo. Esse comportamento é compatível com a presença de cimentação carbonática, a qual tende a conferir maior coesão aparente e menor deformabilidade às areias bioclásticas, enquanto a cimentação não é rompida.

Para a pressão limite (P_l^*), verifica-se correlação positiva moderada ($R = 0,71$), com significância estatística marginal ($p = 0,076$). Apesar da maior dispersão dos dados, a tendência indica que o acréscimo no teor de CaCO_3 também contribui para o aumento da resistência do solo, ainda que esse efeito seja menos uniforme do que observado para o módulo E.

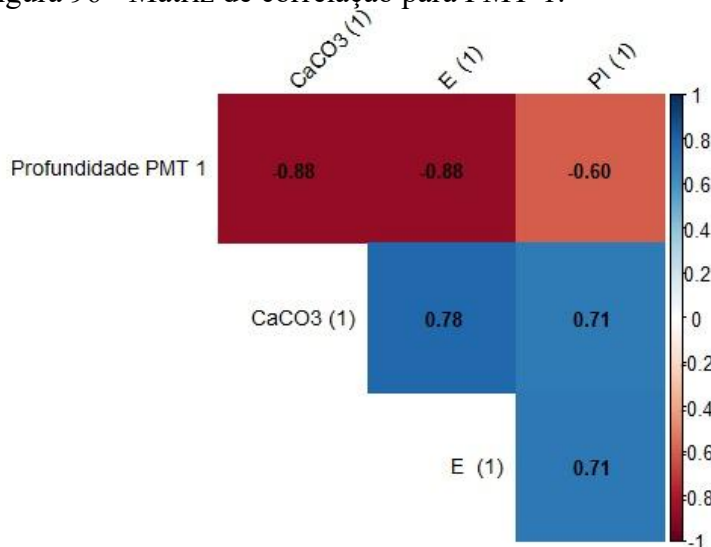
Figura 95 -Relação entre teor de CaCO₃ x parâmetros PMT-1.

Fonte: Autor (2026).

A Figura 96 apresenta a matriz de correlação entre profundidade, teor de CaCO₃, módulo de elasticidade (E) e pressão limite (P_l^*) no PMT-1. Observa-se que a profundidade apresenta correlações negativas elevadas com o teor de CaCO₃ ($r = -0,88$), com o módulo E ($r = -0,88$) e com a pressão limite ($r = -0,60$), indicando que o aumento da profundidade resulta em menores níveis de cimentação carbonática e propriedades mecânicas menos favoráveis.

Por outro lado, o teor de CaCO₃ apresenta correlação positiva forte com o módulo E ($r = 0,78$) e correlação positiva moderada com a pressão limite P_l^* ($r = 0,71$).

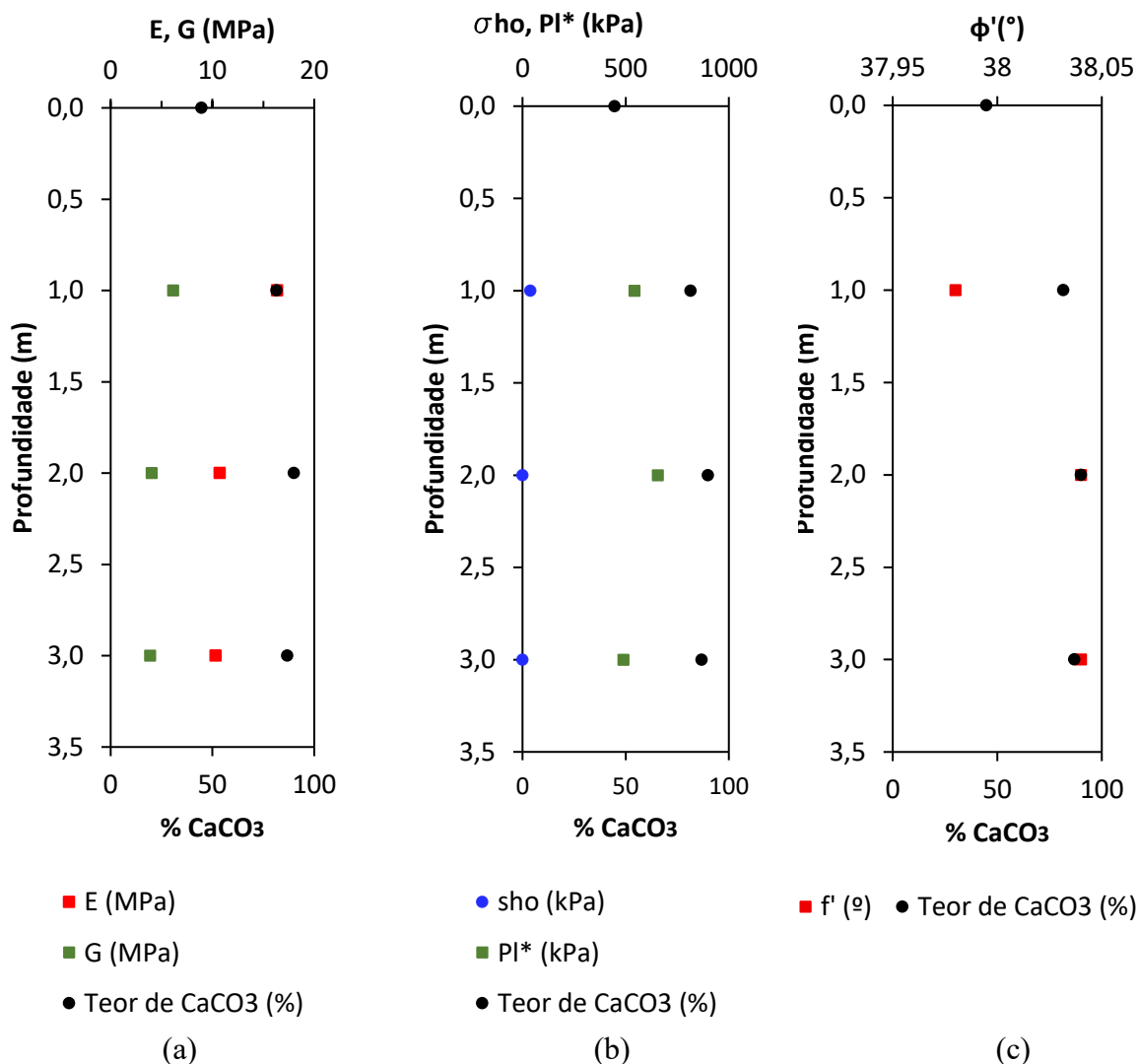
Figura 96 - Matriz de correlação para PMT-1.



Fonte: Autor (2026).

B.1.2 Parâmetros PMT-2 x Teor de CaCO_3 (%)

Figura 97 - Influência do teor de carbonato sobre os parâmetros do PMT-2.



Fonte: Autor (2026).

B.1.2.1 Análise estatística do PMT-2

A Tabela 33 apresenta o conjunto inicial de dados do PMT-2, composto pelos valores de CaCO_3 , módulo de elasticidade (E) e pressão limite (P_i^*). Embora os teores de carbonatos sejam relativamente elevados em todas as profundidades analisadas, os parâmetros indicam uma rigidez mais baixa e um comportamento mecânico menos consistente quando comparado ao PMT-1. Essa diferença sugere que o teor químico de carbonatos, por si só, não garante melhoria nas propriedades do solo, reforçando a hipótese de variabilidade na cimentação carbonática ao longo do subsolo.

Tabela 33 - Primeiras observações das variáveis do PMT-2.

CaCO ₃ (%)	E (MPa)	P_l^*
81,5	16,4	543,0
90,0	10,7	657,0
86,8	10,3	490,0

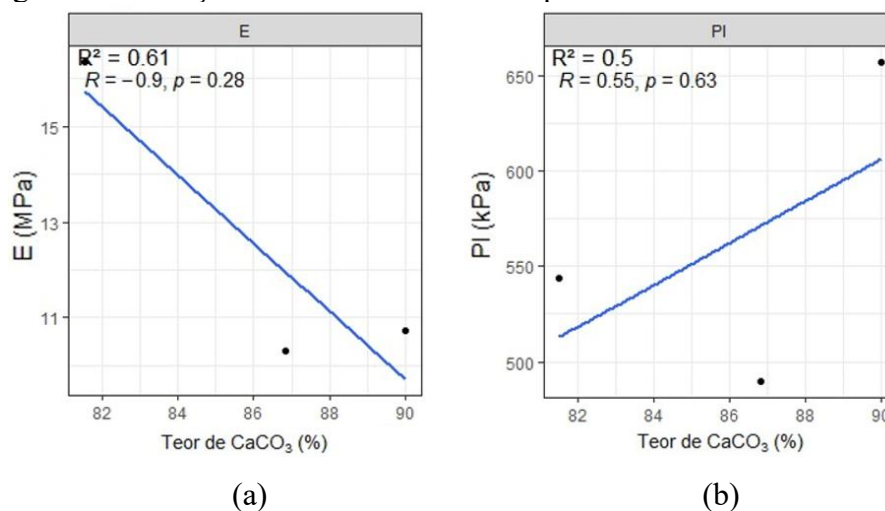
Fonte: Autor (2026).

B.1.2.2 Relação entre Teor de CaCO₃ e parâmetros do PMT-2

A Figura 98 (a) e (b) apresenta a relação entre o teor de CaCO₃ e os parâmetros obtidos no PMT-2. Diferentemente do observado no PMT-1, o módulo de deformabilidade E exibiu correlação negativa elevada com o teor de CaCO₃ ($R = -0,90$), porém sem significância estatística ($p = 0,28$). Esse resultado sugere que, para o PMT-2, o aumento no teor de carbonatos não se refletiu em maior rigidez do solo.

Para a pressão limite (P_l^*), observou-se correlação positiva moderada com o teor de CaCO₃ ($R = 0,55$), embora igualmente não significativa ($p = 0,63$). Assim, não é possível afirmar a existência de influência sistemática dos carbonatos sobre a resistência medida no PMT-2.

Figura 98 - Relação entre teor de CaCO₃ x parâmetros PMT-2.



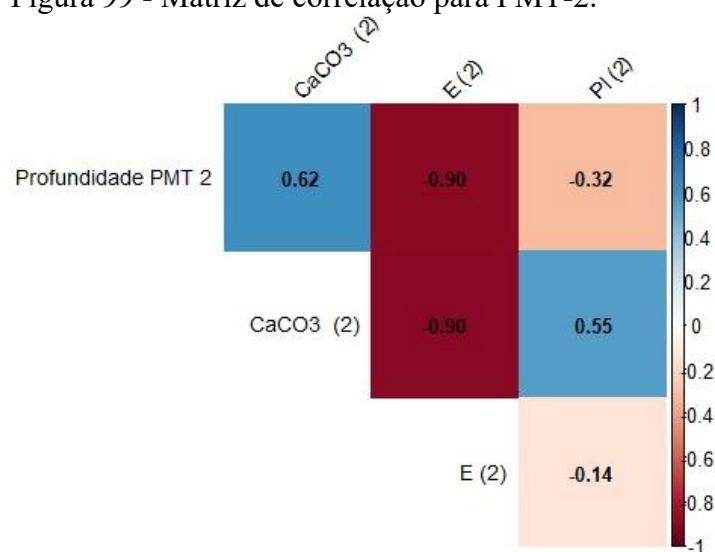
Fonte: Autor (2026).

A Figura 99 apresenta a matriz de correlação do PMT-2, evidenciando comportamento distinto daquele observado no PMT-1. O teor de CaCO₃ apresentou correlação positiva moderada com a profundidade ($r = 0,62$), indicando maior concentração de carbonatos em níveis mais profundos. Entretanto, o módulo de elasticidade (E) exibiu correlação negativa

muito forte tanto com a profundidade ($r = -0,90$) quanto com o teor de CaCO_3 ($r = -0,90$), sugerindo que a presença de carbonatos não está necessariamente associada a maior rigidez no PMT-2.

A pressão limite (P_l^*) apresentou correlação negativa fraca com a profundidade ($r = -0,32$) e positiva moderada com o teor de CaCO_3 ($r = 0,55$). Esses resultados destacam que não se pode afirmar que há correlação entre P_l^* e o teor de carbonato.

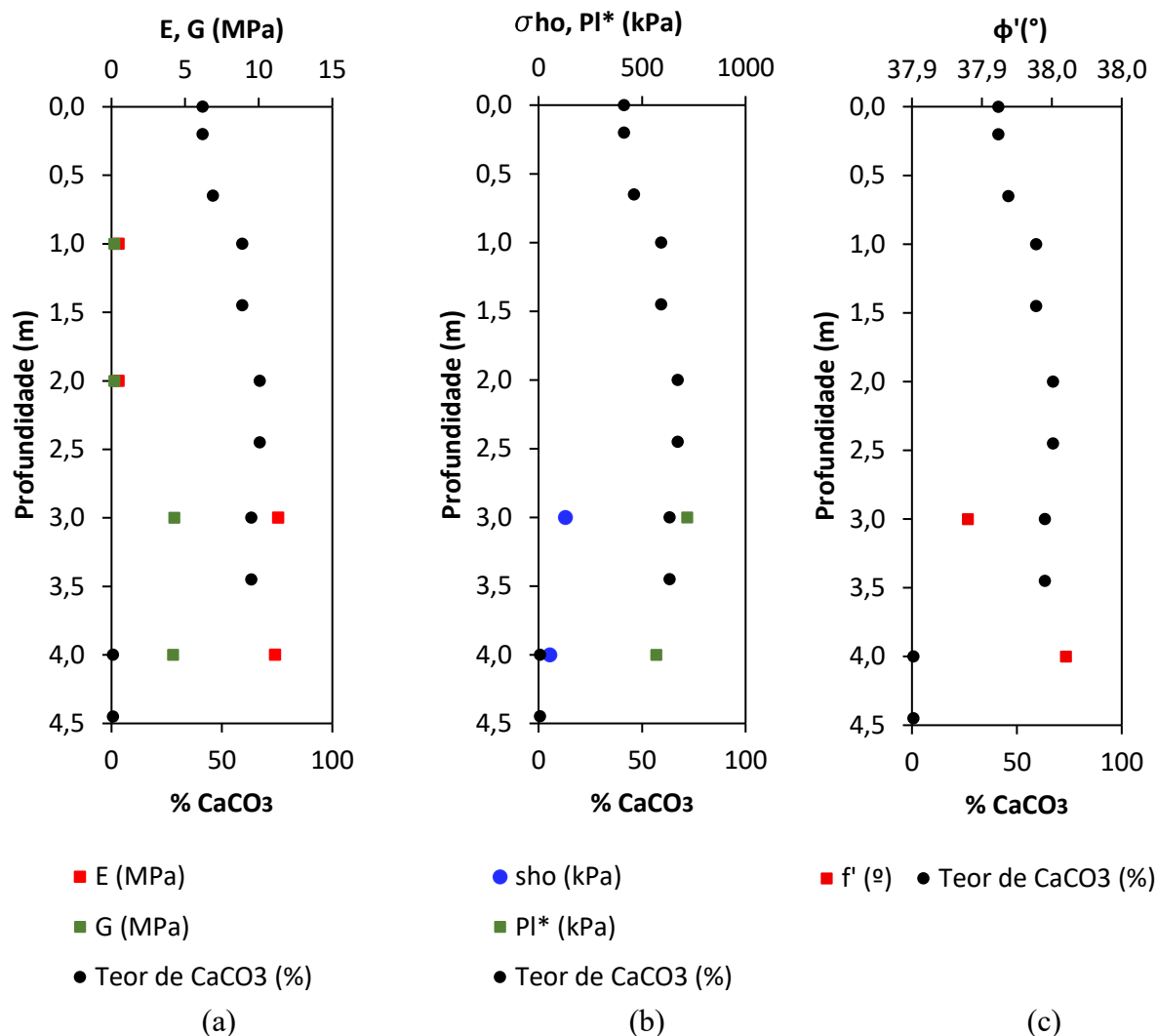
Figura 99 - Matriz de correlação para PMT-2.



Fonte: Autor (2026).

B.1.3 Parâmetros PMT-3 x Teor de CaCO_3 (%)

Figura 100 - Influência do teor de carbonato sobre os parâmetros do PMT-3.



Fonte: Autor (2026).

B.1.3.1 Análise estatística do PMT-3

A Tabela 34 apresenta os resultados do PMT-3, incluindo teor de CaCO_3 , módulo de deformabilidade (E) e pressão limite (P_l^*). Verifica-se que a quantidade de dados disponíveis para este ensaio é reduzida em relação aos demais PMT's, havendo valores não determinados em algumas profundidades. Outro aspecto relevante é a expressiva heterogeneidade dos valores de CaCO_3 , que variam desde níveis inferiores a 1%, até aproximadamente 67%. Essa discrepância evidencia a natureza extremamente variável da amostra considerada, o que dificulta qualquer análise consistente.

Tabela 34 - Primeiras observações das variáveis do PMT-3.

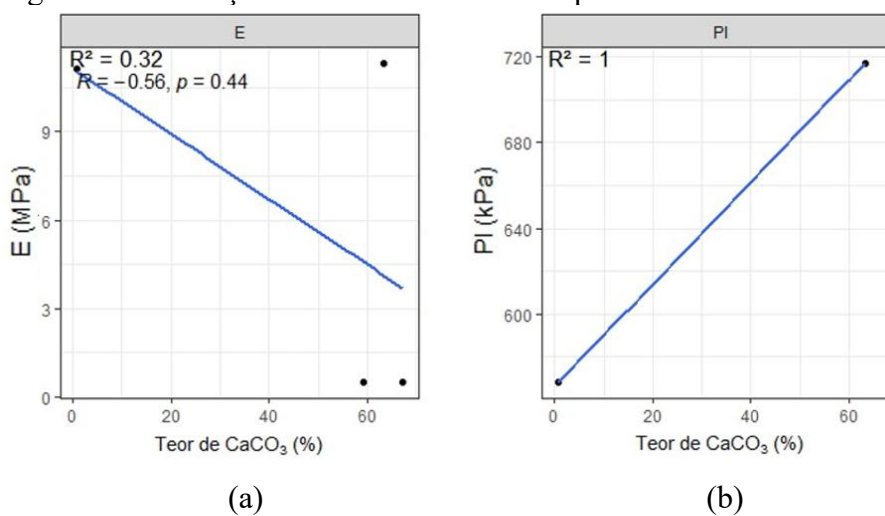
CaCO ₃ (%)	E (MPa)	P _l *
59,3	0,5	-
67,2	0,5	-
63,4	11,3	717
0,79	11,1	568
-	-	-
-	-	-

Fonte: Autor (2026).

B.1.3.2 Relação entre Teor de CaCO₃ e parâmetros do PMT-3

A Figura 101 (a) e (b) apresenta a relação entre o teor de CaCO₃ e os parâmetros do PMT-3. No painel relativo ao módulo E, observa-se uma tendência de correlação negativa ($R = -0,56$, $p = 0,44$), em que valores mais elevados de CaCO₃ estão associados, em geral, a menores valores de rigidez. Contudo, a forte dispersão dos pontos e o reduzido número de observações impedem a confirmação estatística dessa tendência.

Figura 101 - Relação entre teor de CaCO₃ x parâmetros PMT-3.

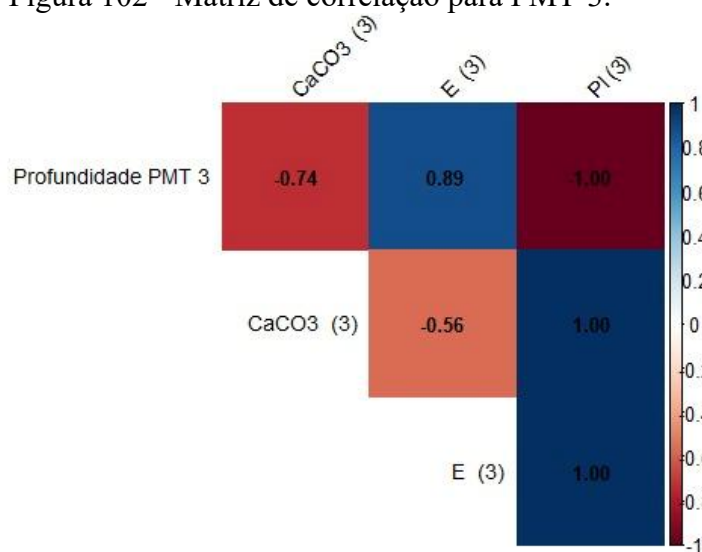


Fonte: Autor (2026).

No caso da pressão limite P_l^* , o número de dados válidos é ainda mais restrito, com apenas duas observações disponíveis, o que resulta em um aparente aumento de P_l com o teor de CaCO₃. Entretanto, essa relação é puramente indicativa e não permite qualquer inferência estatisticamente consistente. Em síntese, os gráficos de dispersão do PMT-3 reforçam a limitação amostral dos dados para estabelecimento de correlações confiáveis.

A Figura 102 apresenta a matriz de correlação referente ao PMT-3. Observa-se correlação negativa elevada entre profundidade e teor de CaCO_3 ($r = -0,74$), indicando maior concentração de carbonatos nas camadas superficiais. Por outro lado, o módulo de elasticidade E apresentou correlação positiva forte com a profundidade ($r = 0,89$), sugerindo que as camadas mais profundas do PMT-3 exibem maior rigidez estrutural.

Figura 102 - Matriz de correlação para PMT-3.

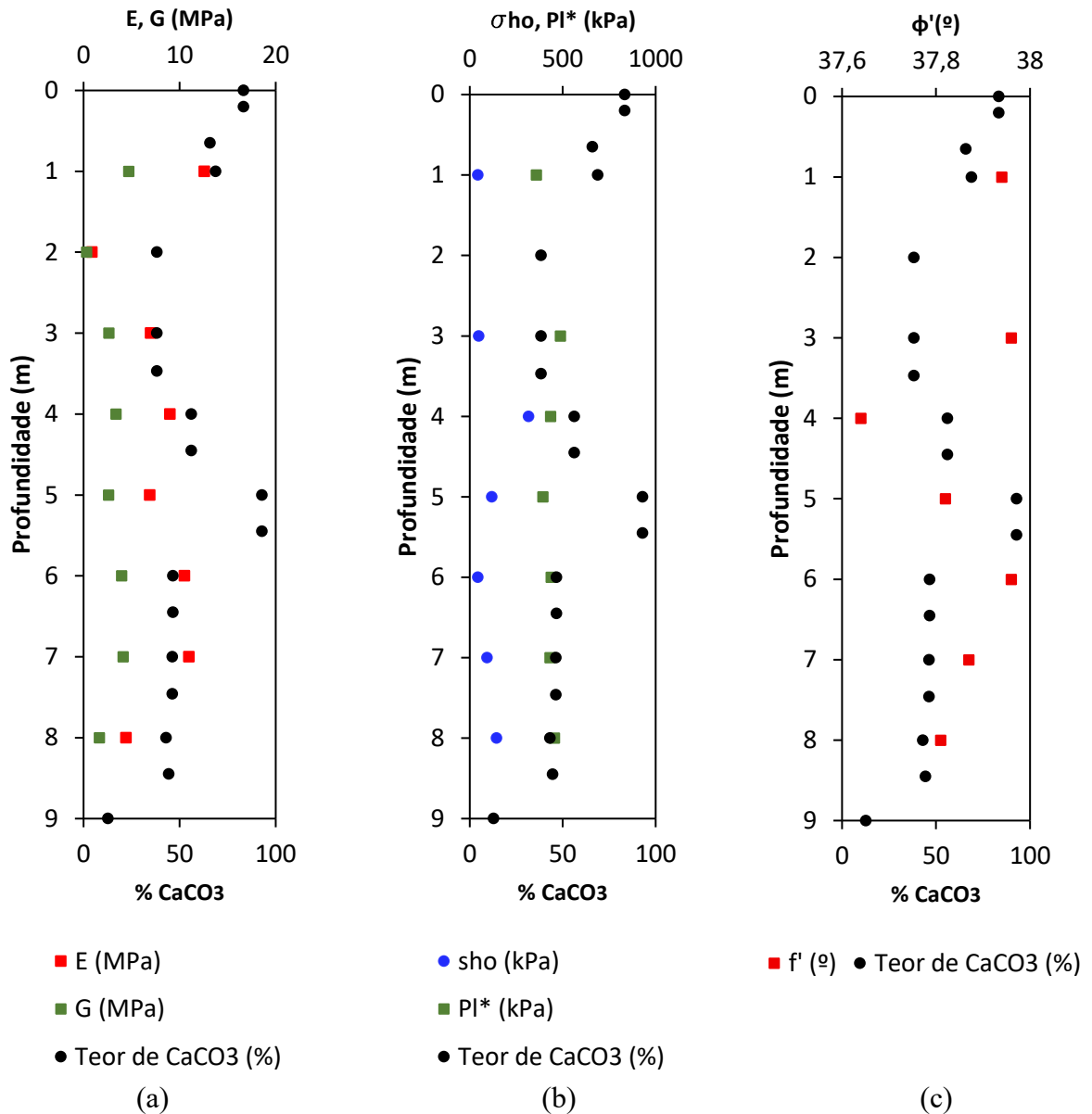


Fonte: Autor (2026).

As correlações envolvendo o teor de CaCO_3 apresentaram baixa consistência. O módulo E apresentou correlação negativa moderada ($r = -0,56$), enquanto a pressão limite P_l^* indicou correlação positiva perfeita ($r = 1,00$), porém fortemente condicionada ao número reduzido de dados disponíveis. Assim, não é possível estabelecer relação estatisticamente consistente entre teor de carbonatos e parâmetros neste ponto.

B.1.4 Parâmetros PMT-4 x Teor de CaCO_3 (%)

Figura 103 - Influência do teor de carbonato sobre os parâmetros do PMT-4.



Fonte: Autor (2026).

B.1.4.1 Análise estatística do PMT-3

A Tabela 35 apresenta os dados obtidos no PMT-4, contemplando o teor de CaCO_3 , o módulo de deformabilidade (E) e a pressão limite (P_l^*). Assim como observado nos demais pontos ensaiados, verifica-se variação expressiva nos valores de carbonatos e alguns registros apresentam valores não determinados.

Tabela 35 - Primeiras observações das variáveis do PMT-4.

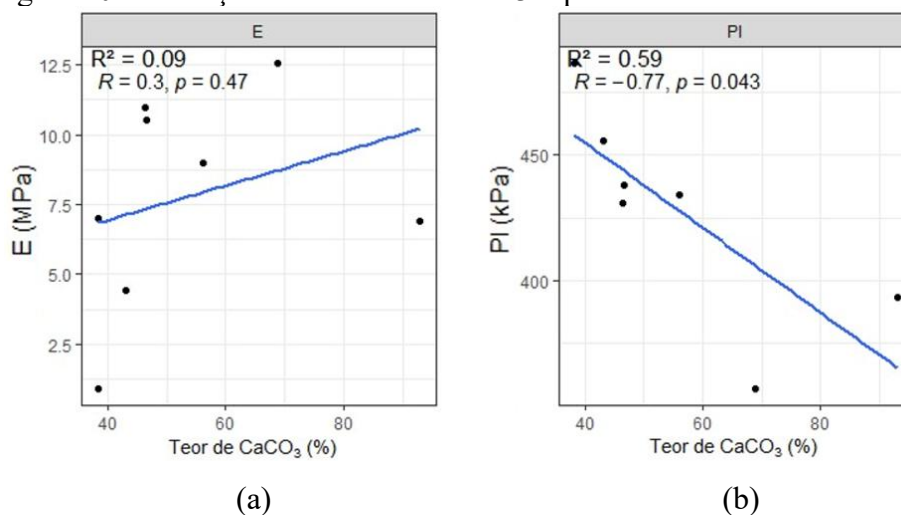
CaCO ₃ (%)	E (MPa)	PI
68,8	12,6	357,0
38,3	0,9	-
38,3	7,0	487,0
56,1	9,0	434,0
92,9	6,9	393,0
46,6	10,5	438,0

Fonte: Autor (2026).

B.1.4.2 Relação entre Teor de CaCO₃ e parâmetros do PMT-4

A Figura 104 (a) e (b) mostra os gráficos de dispersão entre o teor de CaCO₃ e os parâmetros obtidos com o PMT-4.

Figura 104 - Relação entre teor de CaCO₃ x parâmetros PMT-4.



Fonte: Autor (2026).

No painel correspondente ao módulo de deformabilidade (E), observa-se uma nuvem de pontos bastante dispersa, com valores de rigidez baixos e elevados para uma faixa ampla de teores de CaCO₃. A reta de regressão apresenta inclinação ligeiramente positiva ($R = 0,30, p = 0,47$), o que indica ausência de evidência estatística de relação linear entre essas variáveis. Assim, no PMT-4, o teor de carbonatos, isoladamente, não se mostra um bom preditor da rigidez obtida no ensaio pressiométrico.

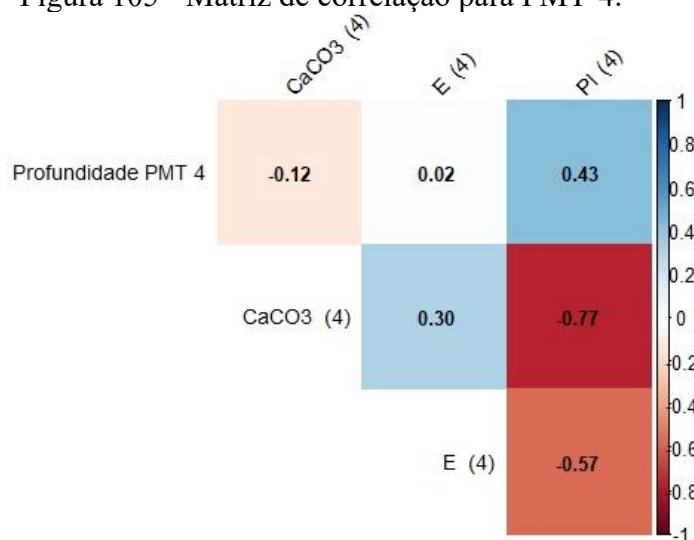
Por outro lado, o painel relativo à pressão limite P_t^* evidencia uma tendência de decréscimo de resistência com o aumento do teor de CaCO₃. A correlação de Pearson foi negativa e elevada ($R = -0,77$), com significância estatística ao nível de 5% ($p = 0,043$),

sugerindo que, neste ponto, teores mais altos de CaCO_3 estão associados a menores valores de P_l^* . Esse resultado contraria a expectativa usual de ganho de resistência com o aumento da cimentação carbonática, reforçando a hipótese de que o desempenho mecânico está mais relacionado à forma dos grãos e a distribuição da cimentação do que ao teor mineralógico total de carbonatos.

A Figura 105 apresenta a matriz de correlação referente ao PMT-4. Observa-se que tanto a profundidade quanto o teor de CaCO_3 exibem correlações muito fracas com o módulo de deformabilidade (E), indicando que o comportamento rígido do solo não está claramente associado a esses fatores neste ponto. Para a pressão limite (P_l^*), nota-se correlação positiva moderada com a profundidade ($r = 0,43$), sugerindo um leve acréscimo de resistência com o aumento da profundidade.

Entretanto, destaca-se a correlação negativa elevada entre CaCO_3 e P_l^* ($r = -0,77$), a qual apresentou significância estatística no ajuste gráfico ($p = 0,043$). Esse resultado contraria a expectativa usual de que maiores teores de carbonatos resultem em maior resistência.

Figura 105 - Matriz de correlação para PMT-4.



A comparação entre os quatro ensaios de pressiômetro revela um comportamento marcadamente heterogêneo dos solos carbonáticos estudados. No PMT-1, a profundidade apresenta correlação negativa forte com o teor de CaCO_3 , com o módulo de deformabilidade E e com a pressão limite P_l^* , indicando que as camadas mais rasas são simultaneamente mais carbonáticas e mecanicamente mais competentes. Além disso, verificam-se correlações

positivas moderadas a fortes entre CaCO_3 e os parâmetros E e P_l^* , comportamento compatível com o efeito esperado da cimentação carbonática sobre a rigidez e a resistência do solo.

Por outro lado, o PMT-2 apresenta tendência oposta: o teor de CaCO_3 aumenta com a profundidade, mas exibe correlação negativa muito forte com o módulo E, sugerindo que a simples presença de carbonatos em maior quantidade não se traduz em maior rigidez. No PMT-3, observa-se novamente correlação negativa entre profundidade e CaCO_3 e correlação positiva entre profundidade e E, porém, as relações envolvendo P_l^* e CaCO_3 são fortemente afetadas pelo número reduzido de dados válidos. Já no PMT-4, as correlações entre profundidade e as variáveis são fracas, e destaca-se apenas uma correlação negativa elevada entre CaCO_3 e P_l^* , com significância estatística, indicando que teores mais altos de carbonatos estão associados a menores valores de pressão limite nesse ponto.

B.1.5 Interpretação dos resultados da análise estatística

B.1.5.1 Correlações estatisticamente significativas ($p \leq 0,05$)

Apenas duas das oito correlações demonstram significância estatística, indicando que a probabilidade de estas correlações terem ocorrido por mero acaso é baixa (inferior a 5%):

- PMT-1 ($\text{CaCO}_3 \times E$): Com um p-valor de 0,037, a correlação positiva forte ($R = 0,78$) é significativa. Conclui-se que há uma relação real e robusta entre o aumento de CaCO_3 e o aumento do parâmetro E neste ensaio.
- PMT-4 ($\text{CaCO}_3 \times P_l^*$): Com um p-valor de 0,043, a correlação negativa forte ($R = -0,77$) é significativa. Há forte evidência de que, neste ensaio, o aumento de CaCO_3 está associado à diminuição do parâmetro P_l^* .

B.1.5.2 Correlações não significativas ($p > 0,05$)

As demais seis correlações, apesar de alguns coeficientes R indicarem força moderada a forte (ex: $R = 0,71$ em PMT-1), não são estatisticamente significativas:

Exemplo: PMT-1 ($\text{CaCO}_3 \times P_l^*$): O p-valor de 0,076 (ou 7,6%) é maior que o limiar de 0,05. Assim, não há evidência suficiente para afirmar que a correlação ($R = 0,71$) observada na

amostra existe na população. Não se pode rejeitar a hipótese de que a correlação populacional é zero. Os resultados poderiam ser atribuídos à variabilidade amostral.

Dessa forma, a análise sugere que a relação entre o teor de CaCO_3 e os parâmetros analisados é significativa apenas nos ensaios específicos do PMT-1 (com E) e PMT-4 (com P_l^*). A Tabela 36 resume os coeficientes de correlação de Pearson (R), os coeficientes de determinação (R^2) e os respectivos p-valores entre o teor de CaCO_3 e os parâmetros pressiométricos E e P_l^* para os quatro ensaios.

Tabela 36 - Coeficientes de correlação estatística.

PMT	Parâmetro	R	R^2	p-valor	Significância ($\alpha = 0,05$)
PMT-1	$\text{CaCO}_3 \times E$	0,78	0,61	0,037	Significativa ($p \leq 0,05$)
PMT-1	$\text{CaCO}_3 \times P_l^*$	0,71	0,50	0,076	Não Significativa ($p > 0,05$)
PMT-2	$\text{CaCO}_3 \times E$	-0,90	0,82	0,28	Não Significativa ($p > 0,05$)
PMT-2	$\text{CaCO}_3 \times P_l^*$	0,55	0,30	0,63	Não Significativa ($p > 0,05$)
PMT-3	$\text{CaCO}_3 \times E$	-0,56	0,32	0,44	Não Significativa ($p > 0,05$)
PMT-3	$\text{CaCO}_3 \times P_l^*$	--	--	--	--
PMT-4	$\text{CaCO}_3 \times E$	0,30	0,09	0,47	Não Significativa ($p > 0,05$)
PMT-4	$\text{CaCO}_3 \times P_l^*$	-0,77	0,59	0,043	Significativa ($p \leq 0,05$)

Fonte: Autor (2026).

No PMT-1, observa-se correlação positiva forte entre CaCO_3 e o módulo E ($R = 0,78$, $R^2 = 0,61$, $p = 0,037$), indicando que aproximadamente 61% da variabilidade de E é explicada pelo teor de carbonatos, com significância estatística ao nível de 5%. A correlação entre CaCO_3 e P_l^* também é positiva ($R = 0,71$, $R^2 = 0,50$), com $p = 0,076$, sugerindo que cerca de metade da variação da pressão limite está associada ao teor de CaCO_3 , embora com significância marginal.

No PMT-2, o teor de CaCO_3 apresentou correlação negativa muito forte com o módulo E ($R = -0,90$, $R^2 = 0,82$), mas com $p = 0,28$, o que impede a confirmação estatística dessa tendência em função do número reduzido de observações. A correlação com P_l^* foi positiva moderada ($R = 0,55$, $R^2 = 0,30$, $p = 0,63$), sem significância estatística. No PMT-3, a relação entre CaCO_3 e E resultou em correlação negativa moderada ($R = -0,56$, $R^2 = 0,32$, $p = 0,44$), também sem evidência estatística robusta, e não foi possível calcular os coeficientes para P_l^* devido ao número insuficiente de dados válidos.

Por fim, no PMT-4, a correlação entre CaCO_3 e o módulo E foi fraca e não significativa ($R = 0,30$, $R^2 = 0,09$, $p = 0,47$). Em contraste, a correlação entre CaCO_3 e a pressão limite P_l^*

foi negativa elevada e estatisticamente significativa ($R = -0,77$, $R^2 = 0,59$, $p = 0,043$), indicando que cerca de 59% da variabilidade de P_l^* é explicada pelo teor de carbonatos, porém com tendência oposta à esperada, isto é, maiores teores de CaCO_3 associam-se a menores valores de pressão limite neste ponto.

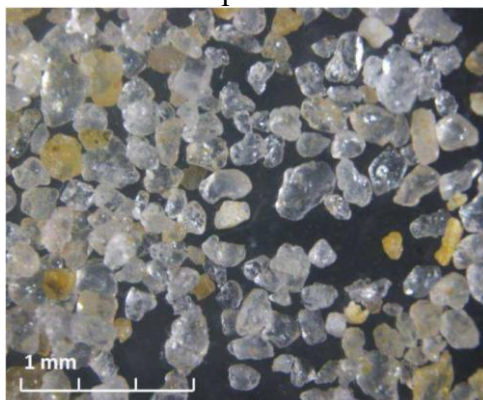
De maneira geral, os resultados reforçam que o teor de CaCO_3 , considerado isoladamente, não é um preditor universal do comportamento mecânico dos solos carbonáticos estudados. Enquanto no PMT-1 o aumento de CaCO_3 está claramente associado a maiores valores de E e P_l^* , nos demais pontos as correlações são fracas, inconsistentes ou até inversas.

APÊNDICE C – ANÁLISE MICROSCÓPICA

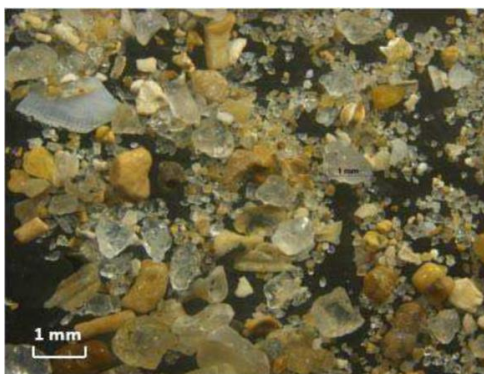
C.1 Análise microscópica

Alves (2024) realizou estudos experimentais sobre o comportamento mecânico de areias carbonáticas da costa nordeste do Brasil. Dentre seus estudos, avaliou amostras de areias quartzosas da foz do Rio Pacoti, em Aquiraz/CE, e amostras de areias carbonáticas da foz do Rio Aracatiaçu, em Amontada/CE. A Figura 106 (a) e (b) mostram imagens microscópicas produzidas partir de um estereomicroscópio para as duas amostras de areias, respectivamente. A Figura 106 (a) apresenta uma amostra típica de areia quartzosa, da foz do Rio Pacoti, enquanto que a Figura 106 (b) apresenta uma amostra de areia carbonática da foz do Rio Aracatiaçu.

Figura 106 - Areia quartzosa (a) e carbonática (b) no estereomicroscópio.



(a)



(b)

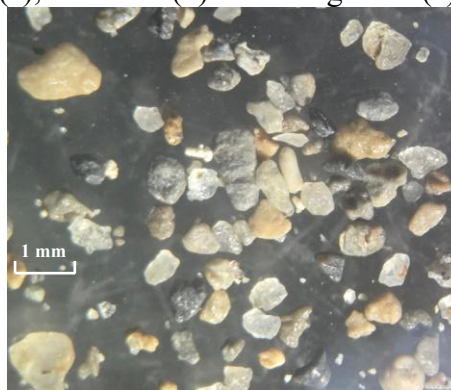
Fonte: Alves (2024).

A Figura 106 (a) mostra que os grãos das areias quartzosas oriundos da foz do Rio Pacoti apresentam composição mineralógica típica de uma praia com forte influência marinha e aporte siliciclástico. O constituinte dominante é o quartzo, em grãos bem selecionados, de granulação fina a média, geralmente subarredondados, que refletem intenso retrabalhamento por ondas e correntes litorâneas. É possível constatar, em raras aparições, fragmentos de conchas.

A Figura 106 (b) mostra que a areia da foz do Rio Aracatiaçu apresenta em sua constituição elementos com tamanhos variados de bioclastos, formados por fragmentos de corais, rodolitos, conchas, halimedes e pedregulhos misturados com grãos siliciclásticos. Nessa imagem é possível identificar a presença de partículas de mica e feldspato com grãos mais arredondadas e outras partículas bioclásticas com maior angulosidade. Para a realização desse ensaio a faixa granulométrica utilizada foram os grãos passantes na peneira de # 2,3 mm.

As Figuras 107 (a), (b) e (c) apresentam imagens microscópicas produzidas para este trabalho para as amostras de Icapuí/CE, das praias de Caiçara, Redonda e Retiro grande, respectivamente. As imagens foram produzidas com no Laboratório de Microscopia Eletrônica do curso de Geologia, da Universidade Federal do Ceará. O equipamento utilizado foi uma Lupa Nikon SMZ 18 com aumento de 40x.

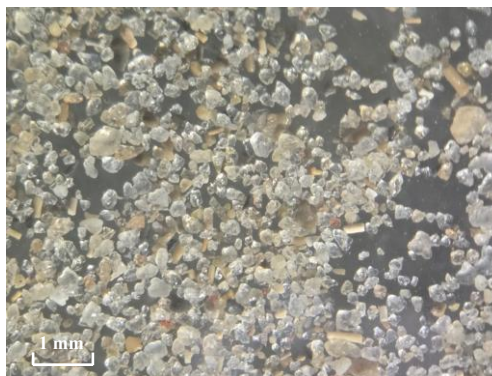
Figura 107 - Areias da praia de Caiçara (a), Redonda (b) e Retiro grande (c).



(a)



(b)



(c)

Fonte: Autor (2026).

A partir da análise da Figura 107 (a), (b) e (c) pode-se afirmar que as areias da praia de Moitas, em Amontada/CE, apresentam constituição mista, sendo formadas por grãos de quartzo e partículas de origem carbonática (bioclóstos e halimedas), enquanto que a amostra da praia de Caiçara, em Icapuí, apresenta partículas com dominância de bioclásticos, com muitos fragmentos de conchas e halimedas.

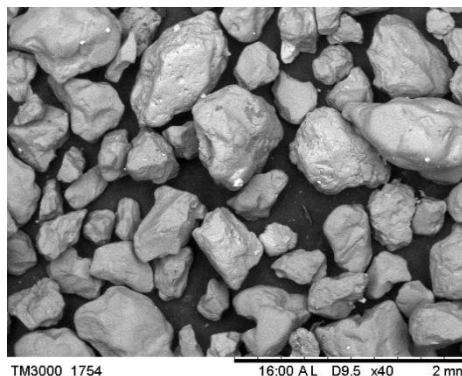
C.2 Microscopia eletrônica de varredura

Ensaio de MEV e EDS foram realizados, no Laboratório de Microscopia Eletrônica do curso de Geologia da UFC, nas amostras citadas com o objetivo de compreender sobre a composição das areias. Uma amostra de areia quartzosa da Barra do Ceará também foi analisada para fins de comparação com as areias dos locais de ensaios pressiométricos. O equipamento utilizado foi um MEV TM3000 Tabletop Microscope acoplado a um EDS, ambos da marca Hitachi, com ampliação de 30x a 30000x.

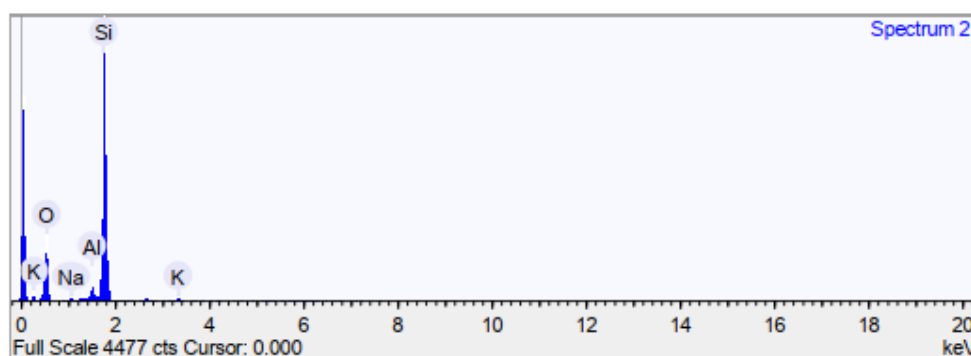
C.2.1 Areia quartzosa da Barra do Ceará

A Figura 108 (a) e (b), juntamente com a Tabela 37 apresentam os resultados para a amostra de areia quartzosa da Barra do Ceará. Para os ensaios de MEV e EDS.

Figura 108 - MEV - Areia da Barra do Ceará (a) Composição química (b).



(a)



(b)

Fonte: Autor (2026).

A Tabela 37 apresenta os resultados da composição química de uma amostra, expressa em diferentes unidades (% em massa, % atômica e % de óxidos). Os elementos identificados foram Sódio (Na), Alumínio (Al), Silício (Si), Potássio (K) e Oxigênio (O).

Tabela 37 - Elementos de composição - Barra do Ceará.

Elemento	% em Massa	Desvio % em Massa (σ)	% Atômica	% de Composto (Óxido)	Fórmula do Óxido
Sódio	0,59	0,11	0,52	0,80	Na ₂ O
Alumínio	1,42	0,11	1,06	2,68	Al ₂ O ₃
Silício	44,43	0,28	31,88	95,05	SiO ₂
Potássio	1,22	0,11	0,63	1,47	K ₂ O
Oxigênio	52,34	0,29	65,92	—	—

Fonte: Autor (2026).

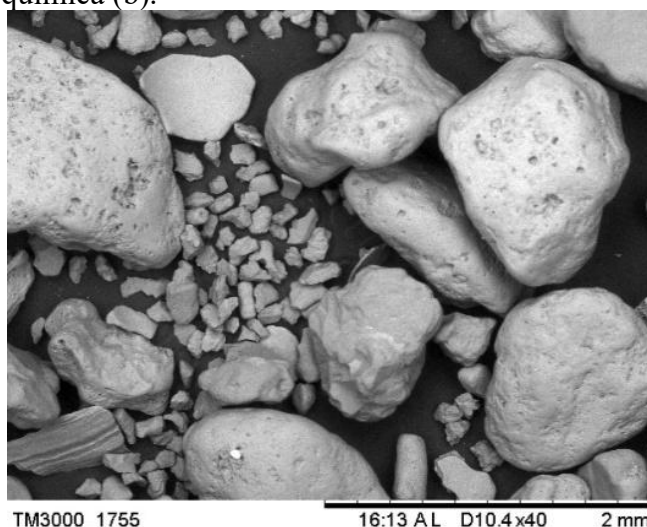
Na imagem de MEV, observam-se grãos de areia com superfícies ásperas e bordas irregulares, indicando que ainda não passaram por um intenso retrabalhamento pelo mar. Essa geometria mais angular favorece o encaixe entre os grãos, o que costuma contribuir para uma

boa resistência ao cisalhamento. Já a análise química por EDS confirma que a amostra é praticamente toda composta por quartzo: foram identificados 44,43% de silício e 52,34% de oxigênio, o que corresponde a cerca de 95,05% de sílica (SiO_2). Também aparecem pequenas quantidades de alumínio (1,42%), potássio (1,22%) e sódio (0,59%), associados a minerais acessórios. A ausência de cálcio e magnésio mostra que, neste ponto analisado, praticamente não há contribuição de fragmentos carbonáticos, como restos de conchas. Assim, os resultados revelam que a areia da Barra do Ceará é essencialmente siliciclástica.

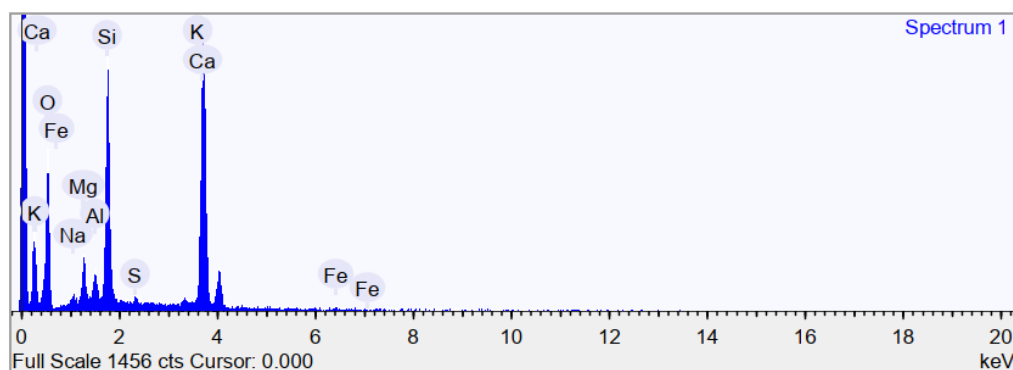
C.2.2 Areia da Praia de Caiçara (PMT-1)

A MEV da amostra da Praia de Caiçara, na Figura 109 (a), é possível observar grãos com formatos variados: alguns mais arredondados, indicando maior retrabalhamento pela ação marinha, e outros ainda com superfícies irregulares, sugerindo mistura de diferentes origens. Além disso, nota-se a presença de fragmentos maiores que lembram restos bioclásticos. Essa interpretação se confirma pela análise química via EDS, na Figura 109 (b) e na Tabela 38, que revela um percentual elevado de cálcio (37,09%) e oxigênio (38,66%), principais elementos associados a minerais e estruturas carbonáticas. Também há 16,22% de silício, indicando a presença relevante de quartzo, ao lado de pequenas quantidades de magnésio (3,38%), alumínio (1,76%), ferro (1,05%), sódio (0,74%), potássio (0,49%) e enxofre (0,62%).

Figura 109 - MEV – Areia da Praia de Caiçara (a) Composição química (b).



(a)



(b)

Fonte: Autor (2026).

Tabela 38 - Elementos de composição - Praia de Caiçara (PMT-1).

Elemento	% em Massa	Desvio % em Massa (σ)	% Atômica	% de Composto (Óxido)	Fórmula do Óxido
Sódio	0,74	0,16	0,76	0,99	Na ₂ O
Magnésio	3,38	0,17	3,31	5,61	MgO
Alumínio	1,76	0,14	1,55	3,33	Al ₂ O ₃
Silício	16,22	0,26	13,73	34,69	SiO ₂
Enxofre	0,62	0,12	0,46	1,54	SO ₃
Potássio	0,49	0,13	0,30	0,59	K ₂ O
Cálcio	37,09	0,38	22,00	51,90	CaO
Ferro	1,05	0,26	0,45	1,35	FeO
Oxigênio	38,66	0,41	57,45	—	—

Fonte: Autor (2026).

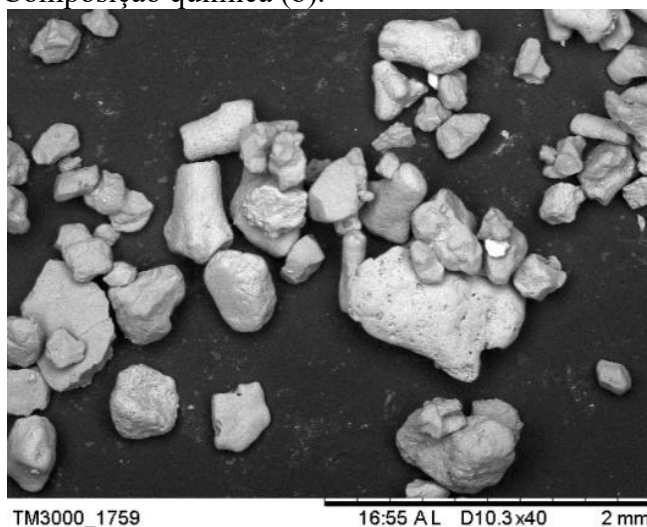
Esses resultados mostram que se trata de uma areia predominantemente carbonática, composta por fragmentos de origem biológica, provavelmente conchas e algas calcárias, com contribuição secundária de grãos siliciclásticos. Do ponto de vista geotécnico, essa composição tende a resultar em grãos mais porosos e suscetíveis ao esmagamento, com comportamento mecânico distinto de areias quartzosas puras, conforme Coop (1990) — aspecto importante para aplicações em fundações offshore.

C.2.3 Areia da Praia da Redonda (PMT-2)

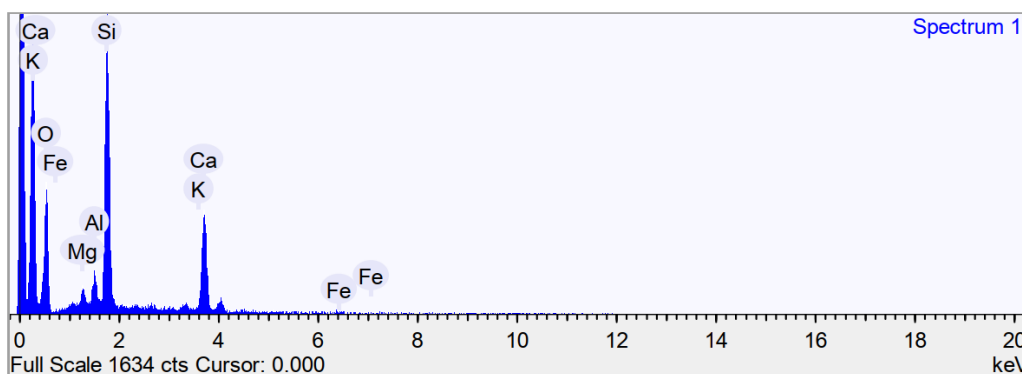
Na imagem de MEV da Praia da Redonda, na Figura 110 (a), observa-se um conjunto de grãos com tamanhos variados e bordas predominantemente angulares, sugerindo que muitos deles ainda não passaram por um retrabalhamento intenso ou que possuem origem bioclástica recente. Alguns fragmentos maiores apresentam um aspecto mais maciço, indicando possível

presença de restos de organismos marinhos. A Figura 110 (b) apresenta o espectro da composição química presente no solo analisado.

Figura 110 - MEV – Areia Praia da redonda (a)
Composição química (b).



(a)



(b)

Fonte: Autor (2026).

Essa interpretação se confirma pelos resultados químicos obtidos via EDS (Tabela 39). A amostra apresenta 28,80% de silício e 44,85% de oxigênio, apontando uma contribuição significativa de quartzo, mas também um teor elevado de cálcio (19,49%), característica de sedimentos carbonáticos. Além disso, aparecem pequenas proporções de magnésio (1,86%), alumínio (2,76%), ferro (1,41%) e potássio (0,84%), associados a minerais e possíveis impurezas naturais. Esses dados, reforçam a ideia de que se trata de uma areia mista, formada pela combinação entre grãos siliciclásticos e fragmentos biológicos carbonáticos.

Tabela 39 - Elementos de composição – Redonda (PMT-2).

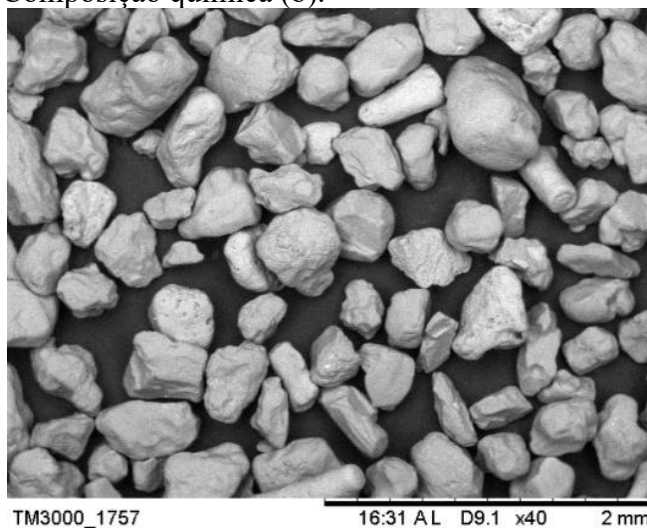
Elemento	% em Massa	Desvio % em Massa (σ)	% Atômica	% de Composto (Óxido)	Fórmula do Óxido
Magnésio	1,86	0,18	1,69	3,09	MgO
Alumínio	2,76	0,19	2,26	5,22	Al ₂ O ₃
Silício	28,80	0,38	22,58	61,60	SiO ₂
Potássio	0,84	0,17	0,47	1,00	K ₂ O
Cálcio	19,49	0,36	10,71	27,26	CaO
Ferro	1,41	0,34	0,56	1,82	FeO
Oxigênio	44,85	0,46	61,74	—	—

Fonte: Autor (2026).

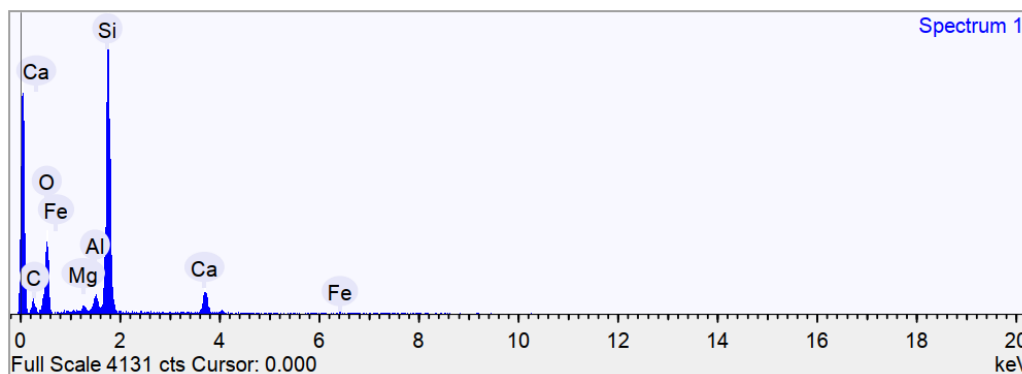
C.2.4 Areia da Praia de Retiro Grande (PMT-3)

Na Figura 111 (a) do MEV da Praia do Retiro Grande, observa-se um arranjo de grãos relativamente homogêneos em termos de tamanho, com formas predominantemente angulosas e superfícies rugosas, sugerindo que não houve grande retrabalhamento durante o transporte. Esse aspecto aponta para uma origem mais próxima da fonte sedimentar ou para fragmentos bioclásticos que ainda não passaram por forte abrasão marinha.

Figura 111 - MEV – Areia Praia de Retiro grande (a)
Composição química (b).



(a)



(b)

Fonte: Autor (2026).

A composição química obtida pelo EDS, na Figura 111 (b) e na Tabela 40, confirmam a presença marcante de quartzo na amostra, com 22,90% de silício e 59,81% de oxigênio, correspondendo a uma quantidade expressiva de SiO_2 . Também se destaca um teor significativo de carbono (11,58%), associado a materiais carbonáticos ou a possíveis resíduos orgânicos preservados entre os grãos. Além disso, há pequenas proporções de cálcio (3,70%), alumínio (1,06%), magnésio (0,45%) e ferro (0,49%), elementos que reforçam o caráter misto desse sedimento. Em conjunto, os resultados indicam uma areia com predominância siliciclástica, mas com contribuição relevante de matéria carbonática e, possivelmente, componentes orgânicos, o que pode influenciar tanto sua durabilidade quanto seu comportamento mecânico quando utilizada em aplicações geotécnicas.

Tabela 40 - Elementos de composição – Retiro Grande (PMT-3).

Elemento	% em Massa	Desvio % em Massa (σ)	% Atômica	% de Composto (Óxido)	Fórmula do Óxido
Carbono	11,58	0,66	16,99	42,45	CO_2
Magnésio	0,45	0,06	0,33	0,749	MgO
Alumínio	1,06	0,07	0,69	2,004	Al_2O_3
Silício	22,90	0,36	14,36	48,997	SiO_2
Cálcio	3,70	0,11	1,63	5,173	CaO
Ferro	0,49	0,12	0,15	0,627	FeO
Oxigênio	59,81	0,67	65,85	—	—

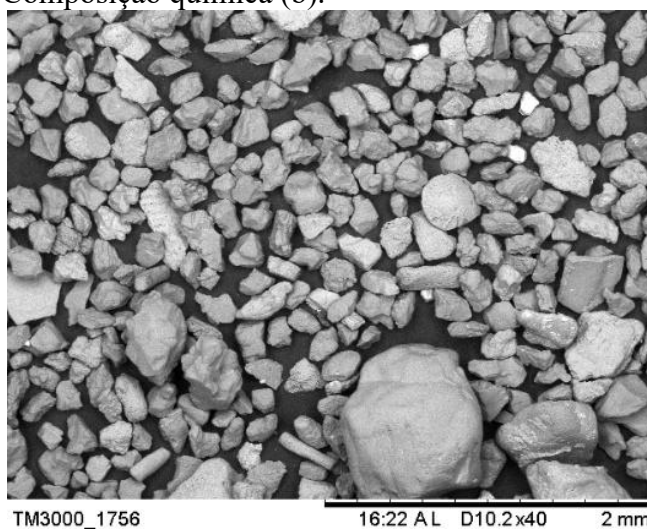
Fonte: Autor (2026).

C.2.5 Areia da Praia de Moitas (PMT-4)

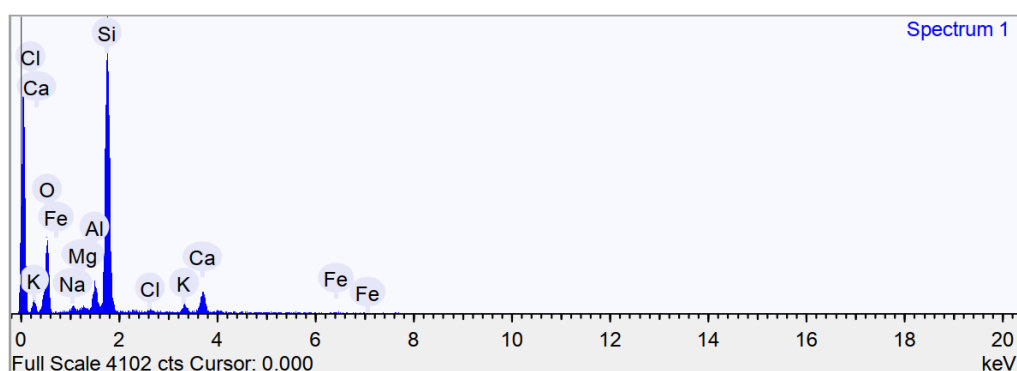
Na Figura 112 (a), do MEV da Praia de Moitas, é possível observar grãos com formatos predominantemente angulosos a subarredondados, indicando um processo de transporte que

combina abrasão marinha com possível contribuição de fontes mais próximas do continente. Os grãos variam em tamanho, mas muitos apresentam superfícies rugosas, o que favorece o intertravamento e pode contribuir para propriedades de resistência ao cisalhamento.

Figura 112 - MEV – Areia Praia de Moitas (a)
Composição química (b).



(a)



(b)

Fonte: Autor (2026).

A análise química por EDS, Figura 112 (b) e Tabela 41, confirma que se trata de um sedimento com forte predominância siliciclástica: foram identificados 37,59% de silício e 49,03% de oxigênio, equivalentes a um teor elevado de sílica (SiO_2). Também aparecem pequenas proporções de alumínio (3,05%), potássio (1,83%), sódio (1,05%), magnésio (0,40%), ferro (0,65%) e cálcio (5,80%), além de um discreto teor de cloro (0,62%), possivelmente relacionado à presença residual de sais marinhos na superfície dos grãos. Esses

dados mostram que a areia de Moitas é predominantemente quartzosa, com contribuição acessória de minerais aluminosilicáticos e carbonáticos.

Tabela 41 - Elementos de composição – Moitas (PMT-4).

Elemento	% em Massa	Desvio % em Massa (σ)	% Atômica	% de Composto (Óxido)	Fórmula do Óxido
Sódio	1,05	0,12	0,95	1,41	Na ₂ O
Magnésio	0,40	0,09	0,34	0,65	MgO
Alumínio	3,05	0,12	2,36	5,77	Al ₂ O ₃
Silício	37,59	0,29	27,89	80,41	SiO ₂
Cloro	0,62	0,10	0,36	0,000	—
Potássio	1,83	0,12	0,97	2,20	K ₂ O
Cálcio	5,80	0,17	3,01	8,11	CaO
Ferro	0,65	0,20	0,24	0,84	FeO
Oxigênio	49,03	0,32	63,87	—	—

Fonte: Autor (2026).

A análise comparativa das composições obtidas por MEV-EDS evidencia diferentes naturezas sedimentares entre as praias estudadas, conforme a Tabela 42.

Tabela 42 - Composição elementar das amostras (%) via EDS.

Local	Si	O	Ca	Mg	Al	Na	K	Fe	C	Outros
Barra do Ceará	44,4	52,3	—	—	—	—	1,2	—	—	traços
Caiçara	16,2	38,7	37,1	3,4	1,8	0,7	0,5	1,1	—	S=0,62
Redonda	28,8	44,9	19,5	1,9	2,8	—	0,8	1,4	—	—
Retiro Grande	22,9	59,8	3,7	0,5	1,1	—	—	0,5	11,6	—
Moitas	37,6	49	5,8	0,4	3,1	1,1	1,8	0,7	—	Cl=0,62

Fonte: Autor (2026).

A Barra do Ceará apresenta caráter marcadamente siliciclástico, com cerca de 44,4% de Si e 52,3% de O, indicando predomínio de quartzo na amostra. Já as amostras de Caiçara e Redonda exibem teores elevados de Ca — respectivamente 37,1% e 19,5% — o que confirma forte contribuição carbonática associada a fragmentos bioclásticos. A amostra do Retiro Grande mostra composição intermediária, com 22,9% de Si, 59,8% de O e 11,6% de C, sugerindo presença relevante tanto de quartzo quanto de carbonatos e possível matéria orgânica. Já na amostra da praia de Moitas predomina a fração siliciclástica, com 37,6% de Si e 49,0% de O, além de pequenas quantidades de Ca (5,8%) e Cl (0,62%), compatíveis com contaminação por sais marinhos. Assim, as amostras se distribuem em um gradiente composicional que varia de

areias essencialmente quartzosas a sedimentos mais carbonáticos, refletindo a diversidade de processos de aporte e retrabalhamento costeiro ao longo do litoral investigado.